

30-0004

TRAGFÄHIGKEIT AUF SCHRÄGEN DRUCK VON BRÜCKEN-
STEGEN, DIE DURCH HÜLLROHRE GESCHWÄCHT SIND

BERICHT VERFASST VON

DR.-ING. R. KOCH, STUTTGART

UND

PROFESSOR DR.-ING. F. S. ROSTASY, BRAUNSCHWEIG

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
der Technischen Universität Braunschweig
Postfach 101553
D-3300 Braunschweig

BRAUNSCHWEIG, AUGUST 1978

VORWORT

Ein wesentliches Anliegen der deutschen Spannbetonindustrie ist die Anhebung der zulässigen Vorspannkraft für Einzelspannglieder über die bislang gültige Obergrenze von 1,5 MN. Um dieser Anhebung folgen zu können, war es notwendig, in einer Reihe von Forschungsarbeiten Fragen nachzugehen, die mit der Anhebung verbunden waren. Der vorliegende Bericht, Ergebnis einer dieser Forschungsarbeiten, hatte zu klären, ob die mit der Zunahme von σ_{lv} verbundene Zunahme der Hüllrohrdurchmesser die Tragfähigkeit von Brückentegen auf schrägen Druck mindert.

Die Koordination der Forschungsarbeit oblag dem Institut für Bautechnik bzw. dem SVA Spannbeton-Spannverfahren. Die Finanzierung erfolgte gemeinschaftlich durch die Firmen Beton- und Monierbau AG, Bilfinger u. Berger Bau AG, Firma Dyckerhoff & Widmann AG, Hochtief AG, Philipp Holzmann AG, Leonhardt-Andrä-Baur, Ber. Ing., Losinger AG, Polensky & Zöllner, SUSPA, Vorspann-Technik GmbH und Ed. Züblin AG. Hierfür und für die fachmännische Beratung sei herzlich gedankt.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung
2. Behandlung der Stegschwächung durch Hüllrohre nach den Vorschriften
 - 2.1 Spannbetonrichtlinien und DIN 4227E
 - 2.2 Geometrische Zusammenhänge
3. Bisherige Versuche
4. Berechnung und Darstellung des Spannungszustandes in einer Betonscheibe mit Hüllrohrreinlagen nach der FE-Methode
 - 4.1 Allgemeines
 - 4.2 Darstellung der Spannungszustände
 - 4.2.1 Einfluß unterschiedlicher Elastizitätsmodule n
 - 4.2.2 Einfluß unterschiedlicher bezogener Hüllrohrdurchmesser
 - 4.2.3 Einfluß exzentrischer Lage des Hüllrohres
 - 4.2.4 Einfluß des Abstandes der Hüllrohre
 - 4.2.5 Einfluß einer Hohlstelle am Hüllrohrscheitel
 - 4.2.6 Einfluß eines lotrechten Risses am Hüllrohrscheitel
 - 4.2.7 Zugspannungen im Hüllrohrscheitel
 - 4.2.8 Einfluß der Spannstähle im Mörtelverfüllten Hüllrohr auf die Größe der Druck- und Zugspannungen
 - 4.2.9 Zusammenfassende Beurteilung der untersuchten Parameter
5. Vergleich der Tragfähigkeit bei unterschiedlichen Vorspannkraften der Einzelspannglieder
6. Zusammenfassung

1. EINLEITUNG

Die bislang gültige Obergrenze der zulässigen Vorspannkraft von Einzelspanngliedern, für die eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erteilt wurde, betrug 1,5 MN (150 Mp). Darüber hinaus waren aber bereits für einige Bauvorhaben - nach besonderen Überlegungen und Versuchen - Zustimmungen im Einzelfalle für deutlich größere Vorspannkraften erteilt worden.

Dem Bestreben der Spannbetonindustrie nach höheren zulässigen Vorspannkraften oder sogar nach einem generellen Fortfall einer Obergrenze folgend, entstand im SVA "Spannbeton-Spannverfahren" des IfBt eine intensive Diskussion. Man erkannte, daß das Verlassen des durch die Erfahrung mit Vorspannkraften $zulV \leq 1,5 \text{ MN}$ abgesicherten Bereiches zusätzliche Überlegungen erforderte. Es wurde notwendig, einigen Problemen durch Forschungsarbeiten (s. auch [1], [2]) nachzugehen.

Der vorliegende Bericht stellt das Ergebnis einer dieser Forschungsarbeiten dar, die sich mit folgender Frage auseinander zu setzen hatte: Wie wird die Tragfähigkeit von Brückentegen auf schrägen Druck beeinflusst, wenn - durch die Zunahme der zul. Vorspannkraften bedingt - mit einer deutlichen Vergrößerung der Hüllrohrdurchmesser zu rechnen ist?

Das Forschungsvorhaben sollte durch Auswertung der bisherigen Versuche und durch rechnerische Überlegungen klären, ob eine Einbuße an Tragkraft bei Zunahme von $zulV$ und damit der Hüllrohrdurchmesser zu befürchten sei.

In Stahlbeton- und Spannbetontragwerken werden die Querkräfte in den Stegen durch ein System von Zug- und Druckstreben übertragen (Fachwerkwirkung), wobei die Art des Fachwerkes in gewissen Grenzen von der Belastungsart sowie von Menge und Richtung der Stegbewehrung abhängt. Häufig wird sich ein Fachwerk einstellen, bei dem die Schubrisse unter ca. 45° gegen die Balkenachse geneigt sind. Somit entstehen zwischen den Rissen Druckstreben, die den Beton im Steg unter eine annähernd einachsige Druckbeanspruchung setzen. Die zur Erfüllung des Gleichgewichts notwendigen Stegzugkräfte werden von der Schubbewehrung (Bügel oder/und Schrägstäbe bzw. geneigte Spannglieder) aufgenommen. Die Beanspruchung der Stege durch die schräg verlaufende Druckstrebenkraft kann zu einem vorzeitigen Schubversagen führen [3],[4], weshalb in den meisten Vorschriften eine obere Schubspannungsgrenze angegeben wird. Durch diese soll das vorzeitige Versagen auf schrägen Druck verhindert werden.

Die Tragfähigkeit des Betons in den gerissenen Stegen wird gegenüber der einachsigen Druckfestigkeit Zylinder- oder Prismenfestigkeit) infolge der quer oder geneigt zur Druckrichtung angreifenden Querkraft der Bügel abgemindert. Dies wurde u. a. von Robinson [5] festgestellt. Diese Abminderung kann gegenüber der einachsigen Prismenfestigkeit bis zu 40 % betragen.

Eine zusätzliche Abminderung der Tragfähigkeit entsteht durch die Störung des Kraftflusses, wenn diese Bewehrungsstäbe oder Spannglieder diese Druckstreben kreuzen. In verschiedenen Vorschriften wird dieser Tatsache dadurch Rechnung getragen, daß für den Nachweis der Druckspannungen eine reduzierte Stegbreite eingesetzt werden muß. In Abschnitt 2 wird noch gezeigt werden, auf welche Weise dieser Einfluß bei unverpreßten und verpreßten Hüllrohren in einigen Vorschriften erfaßt wird.

Der Kraftfluß im Bereich der Kreuzung von Spanngliedern mit Druckstreben hängt von einer Reihe von Parametern ab und kann durch zwei Grenzfälle umrissen werden:

Fall 1: Die geneigte Druckstrebenkraft muß sich auf die Spannglieder abstützen (z. B. aus Gleichgewichtsgründen). Es erfolgt eine Konzentration der Druckkraft auf die Hüllrohre.

Fall 2: Die Druckstrebenkraft kann sich nicht auf die Hüllrohre abstützen (z. B. weil diese unvollständig ausgepreßt sind und sich deshalb der Belastung entziehen). Damit erfolgt eine Umleitung der Druckkraft um das Hüllrohr.

In Wirklichkeit wird die tatsächliche Beanspruchung zwischen diesen beiden Grenzfällen liegen.

Da sich das Darmstädter Forschungsvorhaben "Spannungszustand aus Vorspannung im Bereich gekrümmter Spannglieder [1] mit dem Fall 1 beschäftigt, erschien es sinnvoll, bei der vorliegenden Arbeit hauptsächlich den Fall 2 zu untersuchen.

Der Fall 2 liegt bei der planmäßigen Vorspannung ohne Verbund vor, bzw. für Teilzustände eines Brückentragwerkes, in denen aus herstelltechnischen Gründen ein sofortiges Verpressen der Spannglieder nicht möglich ist (s. z. B. Taktschiebebrücken). Aber auch bei verpreßten Spanngliedern wird bei mehrlagiger Anordnung der Spannglieder ein Anteil der schrägen Druckkraft umgeleitet. Aus Gleichgewichtsgründen muß sich auf jede Lage anteilig ein Teil der Druckkraft abstützen.

Eine analytische Darstellung des Spannungszustandes in einer Scheibe endlicher Breite mit Loch wird von Timoshenko [6] angegeben. Hiernach läßt sich für kleine a/\bar{b} -Werte der Spannungsverlauf in der Symmetrie-Achse darstellen (s. Skizze) zu:

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{2} \left\{ 2 + \frac{a^2}{x^2} + 3 \cdot \frac{a^4}{x^4} \right\} \quad (1.1)$$

mit den Grenzwerten

$$\sigma_0 = 1 \text{ für } a/x \longrightarrow 0 \text{ (} x \longrightarrow \infty \text{)}$$

$$\max \sigma_0 = 3 \text{ für } a/x \longrightarrow 1 \text{ (} x = a \text{)}$$

Diese Beziehung kann für $\bar{b} > 4a$ bzw. $a < \frac{\bar{b}}{4}$ angewandt werden. Dann bleibt der Fehler in $\max \sigma$ kleiner als 6 %.

Für kleinere Scheibenbreiten \bar{b} bzw. größere Lochdurchmesser $2a$ gibt Girkmann [7] die Beziehung für den Größtwert der Längsspannung am Lochrand an zu

$$\max \sigma = \frac{1}{1-a/\bar{b}} \left\{ 2 + \frac{2}{3} (1-a/\bar{b})^2 + \frac{28}{45} (1-a/\bar{b})^2 + \frac{536}{945} (1-a/\bar{b})^3 + \dots \right\}$$

Geht man vereinfachend von der Annahme aus, daß diese Randspannung entsprechend der Glg (1.1) entlang x abklingt und das Integral über diese Spannungsverteilung gleich der äußeren Last ist, so erhält man die in Bild 1.1 dargestellten Spannungsverläufe.

Für kleine Lochdurchmesser ($d_H/\bar{b} < 0,25$) ist deutlich zu erkennen, daß sich die Störung im Spannungsverlauf nur örtlich begrenzt auswirkt; für größere Lochdurchmesser steigt einerseits der Spitzenwert am Lochrand stark an und außerdem erstreckt sich die Spannungsänderung über die gesamte restliche Breite.

Diese Spannungsbilder gelten für die gelöchte Scheibe, für den Fall also, daß die gesamte Druckkraft um das Loch herumgeleitet werden muß. Für den anderen Grenzfall der Konzentration der Druckkraft sowie für alle dazwischenliegenden Fälle liegt keine analytische Darstellung des Spannungszustandes vor, so daß auf eine numerische Berechnung mit Finiten Elementen zurückgegriffen werden muß.

2. BEHANDLUNG DER STEGSCHWÄCHUNG DURCH HÜLLROHRE NACH DEN VORSCHRIFTEN

Die Berücksichtigung der Schwächung von Brückengestegen auf schrägen Druck durch Hüllrohre erfolgt in den verschiedenen Vorschriften recht unterschiedlich.

2.1 Spannbetonrichtlinien und DIN 4227E

Die Spannbetonrichtlinien [8] und DIN 4227E [9] sehen bei verpreßten Hüllrohren - ungeachtet des lichten Abstandes zwischen den Hüllrohren und deren Durchmesser - einen pauschalen Abschlag auf die Ausnützbarkeit auf schrägen Druck vor. Unter rechn. Bruchlast wird die Hauptdruckspannung wie folgt begrenzt:

$$\max \sigma_{II}^{(II)} \leq 0,5 \beta_{wN} = 0,833 \beta_R.$$

Dabei ist von der ungeschwächten Stegbreite b_0 auszugehen. Durch den Abzug von 17 % von der Rechenfestigkeit werden die Hüllrohrschwächung und der festigkeitsmindernde Querkzug aus der Stegzugbewehrung (Robinson-Effekt) zusammen erfaßt.

In Zone a kann die schräge Hauptdruckspannung $\sigma_{II}^{(II)}$ vereinfacht nach Glg.(2.1) berechnet werden, wobei der Nachweis in der Schwerlinie des Trägers geführt werden darf, wenn $b_0 = \text{const.}$ ist oder $\min b_0$ eingesetzt wird:

$$\sigma_{II}^{(II)} = \sigma_I^{(I)} + \sigma_{II}^{(I)}, \quad (2.1)$$

bzgl. Bezeichnungen s. [8] . In Zone b ist die Hauptdruckspannung über den Rechenwert τ_o der Schubspannung zu bestimmen, wobei DIN 4227E Angaben zur Berechnung der Druckstrebenneigung enthält.

Bei unverpreßten Hüllrohren ist nach DIN 4227E von der in Rechnung zu stellenden Stegbreite der Anteil der Hüllrohre voll abzuziehen. Unter der nachzuweisenden Lastschnittgröße (s. Abschn. 11.3) ist wieder die Hauptdruckspannung $\sigma_{II}^{(II)} \leq 0,5 \beta_{wN}$ einzuhalten.

2.2 CEB-FIP-Model-Code

Nach dem CEB-FIP-Model-Code (s. Abschn. 11.2.3) [10] ergibt sich der Rechenwert der hinsichtlich schiefen Drucks aufnehmbaren Querkraft nach der Standardmethode zu

$$V_{Rd2} = 0,30 f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.2)$$

In dieser Formel bedeuten:

f_{cd} - Rechenfestigkeit des Betons,
 b_w - wirksame Stegdicke,
 d - Nutzhöhe des Querschnitts $\cong h$

Über die wirksame Stegdicke wird wie folgt verfügt bei

a) unverpreßten Hüllrohren

$$b_w = b_o = \sum d_H \quad \text{voller Hüllrohrabzug}$$

b) verpreßten Hüllrohren

$$b_w = b_o - \frac{1}{2} \sum d_H \quad \text{bei } d_H > \frac{b_o}{8} \quad \text{teilweise Abzug der Hüllrohre}$$
$$b_w = b_o \quad \text{bei } d_H \leq \frac{b_o}{8} \quad \text{kein Abzug der Hüllrohre}$$

b_o ist hierbei die tatsächliche Stegbreite im horizontalen Nachweisschnitt. Man erkennt, daß CEB-FIP erst davon eine Schwächung durch Hüllrohre berücksichtigt, wenn der auf b_o bezogene Hüllrohrdurchmesser des einzelnen Rohres einen Grenzwert überschreitet. Unmittelbar unter dem Grenzwert kann mit dem ungeschwächten Querschnitt gerechnet werden.

Die Rechenfestigkeit f_{cd} leitet sich aus der charakteristischen Festigkeit $f_{ck} \approx$ C-Klasse ab. Es ist

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = \frac{f_{ck}}{1,5}$$

Nach Grasser [11] ist die Festigkeitsklasse $B (\approx \beta_{wN})$ von DIN 1045 der Festigkeitsklasse $C (\approx f_{ck})$ von CEB-FIP etwa wie folgt zuzuordnen:

Tab. 2.1 Zuordnung der charakteristischen Festigkeit von DIN 1045 und dem CEB-FIP-Model-Code

DIN 1045		CEB-FIP		$\frac{f_{ck}}{\beta_{wN}}$
B	β_{wN}	C	f_{ck}	
-	MN/m ²	-	MN/m ²	
25	25	21	21	0,84
35	35	30	30	0,857
45	45	40	40	0,889
55	55	50	50	0,909

Im folgenden soll ein Vergleich für den Fall verpreßter Hüllrohre zwischen den Regelungen von DIN 4227E und CEB-FIP z. B. für einen Beton B35 durchgeführt werden. Hierfür wird die aufnehmbare Querkraft entsprechend geschrieben:

$$V_{Rd2} = \text{aufn} Q_D^{\text{CEB}} = 0,3 \frac{0,857}{1,5} \beta_{wN} b_w h = 0,1714 b_w h \beta_{wN} \quad (2.3)$$

Nach DIN 4227 erhalten wir die schräge Druckkraft bei Annahme eines 45° -Fachwerkes zu:

$$\beta = \pi/4$$

$$D_S = \sigma_{II}^{(II)} \cdot b_o z \cos \beta = \frac{Q}{\sin \beta}$$

bzw. hieraus ergibt sich mit $\sigma_{II}^{(II)} = 0,5 \beta_{wN}$ und $z = 0,85 h$ die aufnehmbare Querkraft:

$$\text{aufn } Q_D^{\text{DIN}} = 0,5 \beta_{wN} b_o 0,85 h \frac{1}{2} = 0,213 b_o h \beta_{wN} \quad (2.4)$$

Ein sinnvoller Vergleich läßt sich führen, wenn man die sich nach CEB-FIP und nach DIN 4227E ergebenden erforderlichen Werte b_o bzw. b_w bestimmt. Dabei muß sein mit den entsprechenden Sicherheits- bzw. Teilsicherheitsbeiwerten:

$$\text{aufn } Q_S^{\text{CEB}} \geq 1,35 Q_g + 1,50 Q_p + 0,9 Q_v \quad (2.5)$$

und

$$\text{aufn } Q_S^{\text{DIN}} \geq 1,75 (Q_g + Q_p) + Q_v \quad (2.6)$$

Die erforderlichen Stegbreiten ergeben sich dann zu:

$$\text{erf } b_w^{\text{CEB}} = \frac{1,35 Q_g + 1,50 Q_p + 0,9 Q_v}{0,1714 B_{wN} h} \quad (2.7)$$

und

$$\text{erf } b_o^{\text{DIN}} = \frac{1,75(Q_g + Q_p) + Q_v}{0,2130 B_{wN} h} \quad (2.8)$$

Setzt man an der Gebrauchslast $Q = Q_g + Q_p = Q(1+\Delta)$ mit $\Delta = \frac{Q_p}{Q_g}$

und untersucht man die Fälle $Q_v = 0$ und $Q_v = -Q_g$, so erhält man folgende Beziehungen:

$Q_v = 0$; gerades Spannglied

$$\frac{\text{erf } b_w^{\text{CEB}}}{\text{erf } b_o^{\text{DIN}}} = \frac{1,35 + 1,50\Delta}{1,75 + 1,75\Delta} \cdot \frac{0,2130}{0,1714} \quad (2.9)$$

bzw. für

$Q_v = -Q_g$; geneigtes Spannglied

$$\frac{\text{erf } b_w^{\text{CEB}}}{\text{erf } b_o^{\text{DIN}}} = \frac{0,45 + 1,50\Delta}{0,75 + 1,75\Delta} \cdot \frac{0,2130}{0,1714} \quad (2.10)$$

Diese Beziehungen sind in Bild 2.1 dargestellt. Nur bei gekrümmtem Spannglied treten - wie erwartet - bei kleinem Δ -Wert Unterschiede auf. In der unteren Bildhälfte wurde ein praktischer Fall betrachtet: $B \ 35$, $h = 2,0 \text{ m}$, $\text{zul} Q = Q_g + Q_p = 5 \text{ MN}$. Sowohl für $Q_v = 0$ und $Q_v = -Q_g$ liefern beide Bemessungskonzepte äquivalente Stegbreiten.

Die bisherigen Überlegungen bezogen sich auf den Vergleich zwischen der erforderlichen nominellen Stegbreite $\text{erf } b_w$ nach CEB-FIP und der erforderlichen tatsächlichen Stegbreite $\text{erf } b_o$ nach DIN 4227E. Der Vergleich gilt unmittelbar für den Fall, für den nach CEB-FIP keine Schwächung angesetzt werden muß: $d_H \leq b_o/8$; $b_o \approx b_w$. Ist aber nach CEB-FIP $d_H > b_o/8$, so erhält man die erforderliche Stegbreite b_o durch Vergrößerung von b_w :

$$\text{erf } b_o^{\text{CEB}} = \text{erf } b_w^{\text{CEB}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{md_H}{b_o} \cdot \frac{1}{2}}, \quad (2.11)$$

wobei von m Spanngliedern/Lage ausgegangen wird.

Je nach dem Grad der Schwächung - ausgedrückt durch md_H/b_o - werden, wie die Bilder 2.2 und 2.3 zeigen, nach CEB-FIP deutlich größere Stegbreiten als nach DIN 4227E nötig. Bild 2.4 zeigt u. a. den Verlauf des Vergrößerungsfaktors in Abhängigkeit von md_H/b_o .

Bei unverpreßten Hüllrohren erfolgt in beiden Vorschriften ein voller Abzug der Hüllrohre von der tatsächlichen Stegbreite b_o . Damit erhält man, ausgehend von den Glgn (2.7) und (2.8) die erf. Stegbreiten b_o :

$$\text{erf } b_o^{\text{CEB}} = \frac{1,35 Q_g + 1,50 Q_p + 0,9 Q_v}{0,1714 \beta_{wN} h \left(1 - \frac{\sum d_H}{b_o}\right)}$$

bzw.

$$\text{erf } b_o^{\text{DIN}} = \frac{1,75(Q_g + Q_p) + Q_v}{0,21308_{wN} h \left(1 - \frac{\sum d_H}{b_o}\right)}$$

Wird auch für diese beiden Ausdrücke die bezogene Darstellung der Gleichungen (2.9) und (2.10) gewählt, so fällt der Ausdruck für die Hüllrohrschwächung $(1 - \sum d_H / b_o)$ heraus.

2.3 Geometrische Zusammenhänge

Für die Spannungsberechnungen von Abschn. 4 ist notwendig zu prüfen, welche geometrische Regelungen die Vorschriften vorsehen. Dabei wird von der Konstruktionspraxis in der Bundesrepublik ausgegangen, wonach die Spannglieder zwar in Gruppen (Lagen) aber nicht gebündelt, also zwischenraumlos, angeordnet werden. Betrachtet man die Anordnung in einen Horizontalschnitt (Lage) nach Bild 2.5, so ist mit m , der Spanngliedzahl/Lage:

$$\begin{aligned} \bar{u} &= \vartheta \cdot d_H \\ a_H &= \omega \cdot d_H \\ b_o &= d_H [2\vartheta + m + (m-1) \omega] \quad m \geq 1 \end{aligned} \quad (2.12)$$

Bezeichnen wir den Gesamtbreitenanteil der Hüllrohre einer Lage mit

$$\delta = \frac{m d_H}{b_o},$$

so erhalten wir hierfür über Glg (2.12):

$$\delta = \frac{m}{m(1+\omega) - \omega + 2\vartheta} \quad (2.13)$$

Die Betondeckung \bar{u}_H wird von DIN 1075 geregelt, die Spannbetonrichtlinien legen den Kleinstwert von 3 cm fest. Für diese Betrachtung ist von $\bar{u}_H \geq 3$ cm bzw. $\vartheta \leq 1$ auszugehen, weil zu prüfen ist, welchem Grenzwert δ zustreben kann.

Der gegenseitige Abstand der Hüllrohre wird durch die Zulassungen wie folgt geregelt:

für	$d_H \leq 40$ mm	$a_H \geq d_H$ bzw. ≥ 25 mm
für	$40 < d_H \leq 50$ mm	$a_H = 40$ mm
für	$d_H > 50$ mm	$a_H \geq 0,8 d_H$

Für die Neufassung von DIN 4227 ist folgende Regelung vorgesehen:

$$a_H \geq 0,8 d_H, \text{ jedoch min. } 25 \text{ mm}$$

Der CEB-FIP-Model-Code sieht sogar Hüllrohrbündel vor, s. Bild 2.b. Die vorliegende Untersuchung kann diese Möglichkeit nicht einschließen.

Für diese Untersuchung soll von der DIN 4227E-Regelung ausgegangen werden. Damit gilt mit $\omega = 0,8$

$$\delta \leq \frac{m}{1,8 m - 0,8 + 2\vartheta} ; \quad (2.7)$$

$$\text{extr } \delta \xrightarrow{m \rightarrow \infty} \frac{1}{1,8} = 0,56$$

Diese Beziehung ist mit $\bar{u}_H = 40$ mm für $d_H = 70$ und 150 mm ($\approx 1,2$ bzw. 5,5 MN Vorspannkraft) in Bild 2.7 ausgewertet. Die Annäherung in $\text{extr } \delta$ ist rasch. Man erkennt auch, daß man bei großen Spanngliedkräften sinnvollerweise auch die Betondeckung seitlich auf das Spannglied in Abhängigkeit von d_H regeln sollte. Damit ist gezeigt, daß der praktische Bereich mit $\delta \leq 0,56$ abgesteckt ist.

3. BISHERIGE VERSUCHE

Zum vorliegenden Problem liegen nur wenige Versuchsergebnisse vor. Leonhardt [12] untersuchte prismatische Prüfkörper, in die in halber Höhe ein bis höchstens zwei, leere oder mörtelgefüllte Hüllrohre in unterschiedlicher Neigung zur Druckachse eingebaut waren. Der lichte Abstand zwischen den Hüllrohren a_H wurde variiert. Bei der Hälfte der Prüfkörper mit gefüllten Hüllrohren waren 16 bzw. 12 $\varnothing 8$ mm Stäbe im Hüllrohr eingelegt ($\eta = 0,3$ bis $0,4$). Clarke und Taylor [13] bauten stets nur ein Hüllrohr ein, variierten jedoch das Verhältnis $\delta = d_H/b_o$ in größerem Bereich. Außerdem untersuchten sie den Einfluß eines einzelnen Stahlstabes im mörtelgefüllten Hüllrohr, wobei sie den Füllungsgrad $\eta = F_z/F_H$ veränderten. Auch Clarke und Taylor variierten den Neigungswinkel der Hüllrohrachse.

Die wesentlichen Versuchsergebnisse der Stuttgarter- und CCA-Versuche sind in Tab. 3.1 zusammengefaßt und in Bild 3.1 aufgetragen. Die Prüfkörper waren unbewehrt.

Die Ordinate α von Bild 3.1 stellt das Verhältnis der Bruchlast des geschwächten zur Bruchlast des ungeschwächten Prüfkörpers dar. Mit δ ist die auf die Prismenbreite b_o bezogene Summe der Hüllrohrdurchmesser bezeichnet. Folgende Bezeichnungen werden gewählt:

$$\alpha = \frac{P_{U, \text{ geschwächt}}}{P_{U, \text{ ungeschwächt}}}$$

$$\delta = \frac{\sum d_H}{b_o}$$

$$\partial = \frac{a_H}{d_H}$$

$$\eta = \frac{F_z}{F_H} \quad \text{Füllungsgrad}$$

Erwartungsgemäß liegen die Bruchlasten bei leeren Hüllrohren deutlich unter denen bei mörtelgefüllten Hüllrohren. Deutlich ist auch die Abhängigkeit vom bezogenen Hüllrohrdurchmesser zu erkennen. Dabei deuten die Versuchsergebnisse darauf hin, daß im Bereich zwischen $\delta = 0,3$ bis $0,5$ eine v. a. bei leeren Hüllrohren stärkere Abnahme der Tragfähigkeit eintritt als im Bereich $\delta < 0,20$. Außerdem wird darauf hingewiesen, daß auch Versuchskörper mit mehreren nebeneinander liegenden Hüllrohren mitaufgetragen sind.

Die eingezeichneten Punkte beziehen sich nur auf Versuchsergebnisse, die an Versuchskörpern mit normal zur Druckrichtung liegenden Hüll-

rohren gewonnen wurden. Der Neigungswinkel der Hüllrohre zur Druckrichtung hatte nur einen geringen Einfluß auf die Tragfähigkeit. Es wird deshalb auf diesen Parameter nicht mehr weiter eingegangen.

Bei leerem Hüllrohr beginnt der Hauptspaltriß an Scheitel oder Sohle des Hüllrohres. Auf der gegenüberliegenden Hüllrohrseite setzen meist zwei tangential ans Hüllrohr anlaufende Risse an, derart, daß der obere Teil des Prüfkörpers wie ein Keil aufs Hüllrohr drückt. Beim verfüllten Hüllrohr beginnen die Bruchrisse ebenfalls an Scheitel oder Sohle und dringen in Richtung Prüfkörperenden vor. Im Vergleich zum leeren Hüllrohr kommt es jedoch nicht zum vollständigen Aufspalten des Prüfkörpers.

Die Darstellung von Bild 3.1 erfolgt bis $\delta = 1$, was natürlich baupraktisch unsinnig ist, da δ nur höchstens bis 0,56 reichen kann. Bild 3.1 enthält außerdem eine Reihe rechnerischer Linien.

Nach dem CEB-FIP-Model-Code [10] wird die Stegchwächung bei leerem Hüllrohr durch vollständigen Hüllrohrabzug berücksichtigt. Damit ist die bezogene Tragfähigkeit (s. Abschn. 2.2):

$$\alpha = \frac{b_{w \text{ nom}}}{b_w} = \frac{b_o - \sum d_H}{b_o} = 1 - \delta \quad (3.1)$$

die eine Gerade in Bild 3.1 darstellt. Bei verpreßten Hüllrohren gilt nach [10]:

$$\alpha = \frac{b_w \text{ nom}}{b_w} = \frac{b_o - \frac{1}{2} \Sigma d_H}{b_o} = 1 - \frac{\delta}{2}$$

für $d_H > \frac{b_w}{8}$ (3.2)

bzw.

$$\alpha = 1 \quad \text{für } d_H \leq \frac{b_w}{8} \quad (3.3)$$

Diese vorstehend aufgeführten, linearen Beziehungen zwischen α und δ beschreiben, v. a. im Bereich kleiner δ -Werte, die Versuche nur mangelhaft. Eine bessere Beschreibung der Versuchsergebnisse läßt sich durch die Beziehungen

$$\alpha = e^{-\lambda \delta^2} \quad (3.4)$$

erzielen.

Durch den Parameter λ soll die Abnahme der Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom lichten Hüllrohrabstand a_H/d_H und vom Füllzustand der Rohre erfaßt werden. Die Auswertung der Versuchsergebnisse [12] ergab näherungsweise folgende Grenzwerte für λ :

	λ	
	aneinanderliegende Hüllrohre	Hüllrohre in gleichmäßigem Abstand
leere Hüllrohre	3,6	3,0
mörtelgefüllte Hüllrohre	1,2	0,9

Diese Werte - aus den Versuchen näherungsweise abgeleitet - sind auf Bild 3.2 über a_H/d_H abgetragen. Außerdem sind in Bild 3.1 die zu diesen Grenzwerten gehörenden Kurven $\alpha = e^{-\lambda \delta^2}$ eingezeichnet.

4. BERECHNUNG UND DARSTELLUNG DES SPANNUNGSZUSTANDES IN EINER BETONSCHLEIBE MIT HÜLLROHREINLAGEN NACH DER FE-METHODE

4.1 Allgemeines

Für die Berechnungen wird das Programmsystem ASKA herangezogen, das vom Institut für Statik und Dynamik der Luft- und Raumfahrtkonstruktionen der Universität Stuttgart zur Verfügung gestellt wurde.

Die Spannungsberechnungen werden an einer Scheibe der Dicke 1 und der Breite b_0 , in der das Hüllrohr in halber Höhe eingebaut ist, durchgeführt. Diese Scheibe kann man sich stellvertretend aus einem Steg herausgeschnitten denken, in dem in einer Lage mehrere Hüllrohre gleichen Durchmessers und gleichem lichten Abstand angeordnet sind. Die Scheibe wird oben und unten durch die Hauptdruckspannung $\sigma_0 = 1$ beansprucht. Der Einfluß mehrerer Hüllrohrlagen übereinander wurde nicht untersucht. Da sich in der Wirklichkeit die schräge Druckkraft auf das Zugband abstützt und in jeder Lage ein Teil ihrer Vertikalkomponente von den Schubhügeln bzw. von Q_v hochgehoben wird, treten die größten Druck- und Zugspannungen an der obersten Hüllrohrlage auf.

An der in Bild 4.1 dargestellten Scheibe werden folgende Parameter variiert:

- a) Hüllrohrdurchmesser $\delta = d_H/b_o$
- b) Lage des Hüllrohres $\varepsilon = e_1/e_2$
- c) Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Beton und Einpreßmörteln $n = E_m/E_b$. Die unbedeutende Dicke bzw. Steifigkeit des Hüllrohres wird außerachtgelassen.
- d) Vorgegebener lotrechter Riß am Hüllrohrscheitel
- e) Hohlstelle am Hüllrohrscheitel
- f) Symmetrieachse am rechten Rand

Die Aufteilung der Scheibe in Dreieck- (TRIM)- und Viereck (QUAM)-Elemente ist schematisch aus Bild 4.2 zu ersehen, wobei die Koordinaten x, y der Netzkpunkte noch variabel sind. Für das Beispiel $\delta = 0,6$ und $\varepsilon = 1,0$ ist die wirkliche Elementanordnung auf Bild 4.3 maßstäblich dargestellt. Die Spannungen werden auf σ_o , die schräge Hauptdruckspannung, bezogen. Die Anwesenheit der Spannstähle im Einpreßmörtel wird zunächst vernachlässigt.

4.2 Darstellung der Spannungszustände

4.2.1 Einfluß unterschiedlicher Elastizitätsmoduln

Für symmetrische Anordnung des Hüllrohres $\varepsilon=1,0$ und $\delta = 0,333$ ist auf Bild 4.4 der Spannungsverlauf im Horizontalschnitt im Hüllrohrscheitel und in der horizontalen Symmetrieachse (Restquerschnitt) für 4 verschiedene Verhältnismiwerte $n = E_m/E_b$ ($n = 0; 0,67; 1,00; 1,33$ und 7) dargestellt. Der hohe Wert von $n= 7$ soll den Stahlstab repräsentieren.

Bei leerem Hüllrohr ($n=0$) steigt die Längsspannung in der Symmetrieachse rasch an und zwar bis $\bar{\sigma} = 3,6$ am Lochrand. Dieser Wert ist kleiner als derjenige nach der geschlossenen Lösung (Bild 1.1). Dieser Unterschied ist auf die endliche FE-Elementbreite im Bereich großer Spannungsgradienten zurückzuführen. Mit steigendem n -Wert sinkt die Spannung am Lochrand und erreicht für $n = 7$ den Wert $\bar{\sigma} = 0,2$: Die Druckkraft wird zu über 50 % durch das Hüllrohr geleitet. Diese Verlagerung des Kraftflusses ist auch aus der Spannungsverteilung am Rohrscheitel zu ersehen. Für leeres Hüllrohr ist am Rohrscheitel $\bar{\sigma} = 0$, für $n = 7$ wächst $\bar{\sigma}$ auf 1,55 an.

4.2.2 Einfluß unterschiedlicher, bezogener Hüllrohrdurchmesser

In Bild 4.5 sind für fünf verschiedene Verhältnisse vom Hüllrohrdurchmesser zu Breite b_0 die Spannungsverteilungen dargestellt. Sie gelten für das E-Modulverhältnis von $n = E_m/E_b = 0,333$. Nach [12] und [13] ist dieser Wert als repräsentativ für praktische Fälle anzusetzen.

Im rechten Diagramm ist der Spannungsverlauf im Horizontalschnitt unmittelbar über dem Hüllrohrscheitel dargestellt. Unmittelbar über dem Hüllrohr sinkt die Spannung auf $\sigma = 0,55 - 0,65$ ab. Das linke Diagramm zeigt den Spannungsverlauf im Restbereich neben dem Hüllrohr. Der Spitzenwert am Lochrand liegt zwischen $\bar{\sigma} = 1,8$ und 2,1.

Die Gegenüberstellung dieser beiden Diagramme läßt erkennen, daß für das Versagen der gelochten Scheibe bei leerem und mörtelgefüllten Hüllrohr auf Druck der Spannungszustand in der Restfläche neben dem Hüllrohr maßgebend ist. Die Größe der Längsspannungen im Rohrscheitel spielt eine untergeordnete Rolle. Deshalb wird für die folgenden Darstellungen nur noch der Spannungszustand in der Restfläche untersucht.

4.2.3 Einfluß exzentrischer Lage des Hüllrohres

Der Spannungsverlauf in den Restflächen neben dem Hüllrohr ist für vier verschiedene Verhältnisse der Randabstände $\epsilon = e_1/e_2$ in Bilder 4.6 für $\sigma = 0,20$ und in Bild 4.7 für $\sigma = 0,40$ dargestellt. Verglichen mit dem zentrisch eingebauten Hüllrohr steigt die Höchstspannung am Lochrand an der Schmalseite geringfügig an. Insgesamt verändert aber die exzentrische Lage des Hüllrohres den Spannungszustand nicht erheblich, so daß kein großer Einfluß auf die Tragfähigkeit zu erwarten ist, sofern gewisse Extremwerte e_2/d_H nicht unterschritten werden. Auch die Aufteilung der Gesamtlast, die durch das Hüllrohr fließt bzw. um das Hüllrohr herumgeleitet werden muß, wird von der exzentrischen Lage des Hüllrohres praktisch nicht beeinflusst.

4.2.4 Einfluß des Abstandes der Hüllrohre

Um den Einfluß des Abstandes benachbarter Hüllrohre auf die Spannungsverteilung aufzuzeigen, wurden die im Bild 4.8 dargestellten Fälle untersucht.

Die Schwächung auf die gesamte Scheibenbreite beträgt $\Sigma d_H / b_0 = 0,4$. Fall 1 gibt den früher schon untersuchten Spannungszustand für $\sigma=0,4$ wieder. Für die Fälle 2 bis 4 wurde die halbe Scheibenbreite unter Ausnützung der Symmetrieachse berechnet, wobei eine exzentrische Lage des Hüllrohres von

$\epsilon = 24$ (Fall 2)

$\epsilon = 2$ (Fall 3)

$\epsilon = 1$ (Fall 4)

untersucht wurde. Die errechneten Spannungszustände sind im Bild 4.9 zusammengefaßt.

Abgesehen vom extrem dünnen Stegteil mit $a_1=0,024$ d_H ist kein spürbarer Unterschied zwischen den einzelnen Spannungszuständen festzustellen; insbesondere wird der Größtwert der Längsspannung am Lochrand nicht nennenswert durch den Hüllrohrabstand beeinflußt.

4.2.5 Einfluß einer Hohlstelle am Hüllrohrscheitel

Ist das Hüllrohr nicht vollständig ausgepreßt oder erleidet der Einpreßmörtel beim Erstarren eine Volumenverminderung, so können unterhalb des Hüllrohrscheitels Hohlstellen entstehen. Für das Rechenprogramm wurden diese Hohlstellen durch Loslösen der entsprechenden Bindungen der Dreieck-Elemente zwischen Hüllrohr und Beton im Scheitelbereich (vergl. Bild 4.2) realisiert.

Die Gegenüberstellung der entsprechenden Spannungsbilder erfolgt auf Bild 4.10. Sowohl am Rohrscheitel als auch im Bereich der Restfläche bewirkt die Hohlstelle eine Vergrößerung der maximalen Spannungen. Unmittelbar über dem Rohrscheitel fällt die Längsspannung voraussetzungsgemäß auf $\bar{\sigma} = 0$ ab.

Gegenüber dem voll ausgepreßten Hüllrohr mit $E_m = 0,333 E_h$ bleibt die Änderung in der Spannungsverteilung gering. Wird der Elastizitätsmodul des Einpreßmörtels höher angesetzt, so bewirkt dies

einen stärkeren Unterschied in den Längsspannungen.

4.2.6. Einfluß eines lotrechten Risses am Hüllrohrscheitel

Infolge der hohen Querkzugspannungen unmittelbar über dem Hüllrohrscheitel wird dort schon unter geringer Beanspruchung ein lotrechter Riß entstehen. Im Rechenmodell wird untersucht, wie weit der Riß zu einer Umlagerung der Längsspannungen am Hüllrohrscheitel und in der Restfläche führt. Die Auswertung der Längsspannungen in der Restfläche am Hüllrohrscheitel zeigt, daß ein Riß auf die Größe und Verteilung der Druckspannungen im Bereich der Restflächen praktisch keinen Einfluß ausübt. Die Querkzugspannung selbst beträgt

$$\bar{\sigma}_x = 0,29 \text{ für } \delta = 0,2 \text{ und}$$

$$\bar{\sigma}_x = 0,40 \text{ für } \delta = 0,4.$$

Sie wird im Fall eines Risses voraussetzungsgemäß auf $\bar{\sigma}_x = 0$ abgebaut. Eine grafische Darstellung der entsprechenden Spannungsverläufe wird später gegeben.

Bei einer angenommenen Zugfestigkeit des Betons von $\beta_{bZ} = 0,6 \cdot (\beta_W)^{2/3}$ (β_W in kp/cm^2) und einer mittleren Tragfähigkeit der Scheiben, wie sie sich aus den Versuchen ergab, von

$$\alpha \approx 0,80 \beta_W \text{ für } \delta = 0,2 \text{ bzw.}$$

$$\alpha \approx 0,70 \beta_W \text{ für } \delta = 0,4$$

tritt der lotrechte Riß am Scheitel bei 39 % bzw. 32 % der Tragfähigkeit auf, wenn $\beta_w = 300 \text{ kp/cm}^2$ gesetzt wird.

4.2.7. Zugspannungen im Hüllrohrscheitel

Die notwendige Umleitung der Druckkraft um das Hüllrohr ist mit horizontalen Zugspannungen im Bereich von Scheitel und Sohle des Rohres verbunden. Bild 4.11 zeigt die Verteilung der Betonzugspannungen $\bar{\sigma}_x$ in der Symmetrieachse für den ungünstigsten Fall $\delta = 0,56$.

Es entstehen folgende Größtwerte:

$\max \sigma_x = 1,55 \sigma_o$ bei leerem Hüllrohr

und

$\max \sigma_x = 0,38 \sigma_o$ bei verpreßtem Hüllrohr.

Bereits bei geringen Werten der Hauptdruckspannung wird sich ein lotrechter Riß bilden. Wird im rechn. Bruchzustand $\sigma_o = \sigma_{II}^{II} = 0,5 \beta_{wN}$ ausgeschöpft, so herrscht im Gebrauchszustand bei einem B45:

$$\max \sigma_x = \frac{0,5 \cdot 45}{1,75} \cdot 1,55 = 20 \text{ MN/m}^2 \text{ bei leerem H.}$$

und

$$\max \sigma_x = \frac{0,5 \cdot 45}{1,75} \cdot 0,38 = 5 \text{ MN/m}^2 \text{ b. verpr. H.}$$

Bild 4.12 zeigt die Abhängigkeit von $\max \sigma_x$ von δ .

Die absolute Größe des rechnerischen Wertes von $\max \sigma_x$ wird von der Netzaufteilung beeinflusst.

Letztere mußte gegenüber Bild 4.2 im Scheitel- und Sohlbereich noch verfeinert werden. Für die Bemessung einer horizontalen Spaltbewehrung ist der Inhalt der Zugspannungsfläche von Interesse. Bild 4.13 zeigt die Abhängigkeit der Zugkeilkraft von δ . Folgende Größtwerte treten bei $\delta = 0,56$ auf:

$\max Z = 0,10 \cdot \sigma_o \cdot b_o$ bei leerem Hüllrohr
und

$\max Z = 0,02 \cdot \sigma_o \cdot b_o$ bei verpr. Hüllrohr.

Die Abhängigkeit von $\max \sigma_x$ und von $\max Z$ von $\delta = \Sigma d_H / b_o$ kann näherungsweise wie folgt angegeben werden:

a) leeres Hüllrohr

$$\max \sigma_x \approx 2,1 \sigma_o \sqrt{\delta} \quad (4.1)$$

$$\max Z \approx 0,13 b_o \sigma_o \sqrt{\delta} \quad (4.2)$$

b) verpreßtes Hüllrohr

$$\max \sigma_x \approx 0,5 \sigma_o \sqrt{\delta} \quad (4.3)$$

$$\max Z \approx 0,27 \cdot b_o \sigma_o \sqrt{\delta} \quad (4.4)$$

4.2.8. Einfluß der Spannstähle im mörtelverfüllten Hüllrohr auf die Größe der Druck- und Zugspannungen

Die bislang besprochenen Spannungsberechnungen

für den Fall des verpreßten Hüllrohres sind ohne Einschluß der Stahleinlagen durchgeführt worden. Tatsächlich werden die Spannstähle wegen ihres im Vergleich zum Einpreßmörtel erheblich größeren Elastizitätsmoduls sich beteiligen. Cornelius und Mehlhorn [14] haben für einen Füllungsgrad $\eta = 0,6$ rechnerisch nachgewiesen, daß eine deutliche Vergleichmäßigung der Längsdruckspannungen erfolgt. Die Querkzugspannungen besitzen die gleiche Größenordnung wie bei nur mit Mörtel verpreßten Hüllrohren.

4.2.9. Zusammenfassende Beurteilung der untersuchten Parameter

Die Annahme unterschiedlicher Elastizitätsmoduln $n = E_m/E_b$ beeinflusst ganz entscheidend die Spannungsverteilung sowohl am Hüllrohrscheitel als auch an der Restfläche neben dem Hüllrohr. Sowohl der Größtwert der Spannung als auch der Kraftanteil r_b , der durch die Restfläche durchgeleitet werden muß, nehmen ab, je höher der E-Modul des Einpreßmörtel angenommen wird. Diese beiden Größen sind auf Bild 4.14 über $n = E_m/E_b$ abgetragen, wobei der Größtwert von $n = 7$ vergleichshalber für den Fall eines einbetonierten Stahlstabes stehen soll. Die Gegenüberstellung zeigt, daß selbst im praktisch interessierenden Bereich $0 < n < 1$ die Größe des Elastizitätsmoduls des Einpreßmörtels von entscheidender Bedeutung für die Tragfähigkeit dieser Betonscheiben ist. Demgegenüber sind die anderen untersuchten Parameter von geringerer Bedeutung.

Es erscheint daher auch nach Kenntnis dieser Spannungszustände, die mit elastischen Werkstoffen ermittelt wurden, als sinnvoll und ausreichend, die Tragfähigkeit solcher Stahlbetonscheiben mit querliegenden Hüllrohren entsprechend den in Bild 3.1 angegebenen Grenzlinien abzuschätzen.

5. VERGLEICHE ZUR TRAGFÄHIGKEIT AUF SCHRÄGEN DRUCK BEI VORSPANNUNG MIT EINZELSPANNGLIEDERN UNTERSCHIEDLICHER VORSPANNKRAFT

Die vorliegende Untersuchung entsprang der Frage, ob eine deutliche Steigerung der zul. Vorspannkraft über die zur Zeit gültige Grenze von 1,5 MN hinaus und die damit verbundene Zunahme des Durchmessers der Hüllrohre zu einer Einbuße der Tragfähigkeit auf schrägen Druck führen kann.

Im folgenden soll durch einen Vergleich dieser Frage nachgegangen werden. Dabei werden zwei Ausführungen von Brückentegen verglichen. Ausführung 1 weist gegenüber Ausführung 2 mehr Einzelspannglieder mit entsprechend kleinerer Einzelvorspannkraft auf. Die Stegbreite b_0 sei in beiden Ausführungen ebenso wie die Gesamtspannkraft V_0 gleich. Die Betrachtung wird für eine Spanngliedlage mit m_1 bzw. m_2 Spanngliedern durchgeführt.

Ausführung 1 mit kleinen Einzelspannkraften:

m_1 Spannglieder mit der Einzelspannkraft V_{o1}
 d_1 Hüllrohrdurchmesser
 η_1 Füllungsgrad des Hüllrohres: $\eta_1 = \frac{4F_{z1}}{\pi d_1^2}$

Ausführung 2 mit großen Einzelspannkraften:

m_2 Spannglieder mit Einzelspannkraft V_{o2} , $m_2 \leq m_1$
 d_2 Hüllrohrdurchmesser
 η_2 Füllungsgrad des Hüllrohres: $\eta_2 = \frac{4F_{z2}}{\pi d_2^2}$

Voraussetzungsgemäß ist

$$V_o = m_1 V_{o1} = m_2 V_{o2} \quad (5.1)$$

$$V_o = V_{o1} \frac{m_1}{m_2} \quad (5.2)$$

bzw.

$$\mu = \frac{V_{o2}}{V_{o1}} = \frac{m_1}{m_2} \geq 1 \quad (5.3)$$

Über die Spannstahlflächen bzw. die Füllungsgrade erhalten wir dann folgende Beziehung zwischen den Hüllrohrdurchmessern.

$$d_2 = d_1 \sqrt{\frac{\eta_1}{\eta_2} \mu} \quad (5.4)$$

die sich bei gleichen Füllungsgraden vereinfacht zu:

$$d_2 = d_1 \sqrt{\mu} = d_1 \sqrt{\frac{m_1}{m_2}} \quad (5.5)$$

Bei gleichmäßiger Anordnung der Hüllrohre im Steg gemäß Bild 2.5 und mit der vorgesehenen Beschränkung des Abstandes auf $a_H \leq 0,8 d_H$ ergeben sich mit den Formeln von Abschnitt 2 jene $\bar{\delta}$ -Werte, die nicht mehr nach oben überschritten werden:

$$\bar{\delta}_1 = \frac{m_1}{1,8 m_1 - 0,8 + 2 \cdot \partial_1} \quad (5.6)$$

$$\bar{\delta}_2 = \frac{m_2}{1,8 m_2 - 0,8 + 2 \cdot \partial_2} \quad (5.7)$$

Über die bezogene Betondeckung $\partial = \bar{u}/d_H$ wird wie folgt verfügt:

$$\begin{aligned} \bar{u} &\geq 40 \text{ mm} \\ \bar{u} &= 0,4 d_H \end{aligned} \quad (5.8)$$

Diesen Zusammenhang von Glg. (5.8) gibt Bild 5.1 wieder.

Wie bereits gezeigt wurde, ist der Größtwert $\delta_{\max} = 0,56$, der mit Zunahme von \bar{u} bzw. a_H natürlich abnimmt.

Nun interessiert die Frage, wie sich die Größen $\Sigma d_H/b_o$ und a_H/d_H bei steigendem Hüllrohrdurch-

messer verändern. Mit

$$\delta_1 = m_1 \frac{d_1}{b_0} \quad (5.9)$$

und

$$\delta_2 = m_2 \frac{d_2}{b_0} \quad (5.10)$$

erhalten wir folgende Beziehung zwischen den bezogenen Hüllrohrdurchmessern

$$\delta_2 = \delta_1 \sqrt{\frac{\eta_1}{\mu \eta_2}} = \delta_1 \sqrt{\frac{m_2 \eta_1}{m_1 \eta_2}} \quad (5.11)$$

Weil aber voraussetzungsgemäß die Spanngliedzahl /Lage m_2 wegen der größeren Einzelspannkkräfte v_2 die Ausführung 2 kleiner als m_1 ist, erhalten wir stets

$$\delta_2 \leq \delta_1, \quad m_2 \leq m_1.$$

Aber auch der lichte Abstand muß dann bei Ausführung 2 ansteigen. Nimmt man an, daß bei Ausführung 1 gerade der Mindestabstand $\omega_1 = a_H/d_H = 0,8$ vorliegt, so erhält man für Ausführung 2:

$$\omega_1 = \frac{a_2}{d_2} = \frac{1,8\sqrt{\mu} - 1 - \frac{0,8\mu}{m_1}}{1 - \frac{\mu}{m_1}} \quad (5.12)$$

Diese Gleichung liefert für alle Werte $m_1 > 1$ und $\mu \geq 1$ einen bezogenen lichten Hüllrohrab-

stand $\omega_2 \geq 0,8$. Damit ist bei Beachtung der beschriebenen Regeln über den lichten Abstand und über den Randabstand bei Zunahme des Hüllrohrdurchmessers mit keiner Verschlechterung der Spannungswerte zu rechnen.

Die Veränderung der Tragfähigkeit von Ausführung 2 gegenüber Ausführung 1 kann auf rechnerischem Wege nach verschiedenen Methoden untersucht werden. Drückt man die bezogene Tragfähigkeit nach Glg. (3.4), s. Bild 3.1, aus:

$$\alpha = e^{-\lambda \delta^2} \quad (3.4)$$

und setzt man für das Mörtelverfüllte Hüllrohr $\lambda = 1$ ein, so erhalten wir das Verhältnis der Tragfähigkeiten

$$\beta = \frac{\alpha_2}{\alpha_1} = e^{\left(1 - \frac{\eta_1 m_2}{\eta_2 m_1}\right) \delta_1^2} \quad (5.13)$$

Dieses Verhältnis ist für zwei Werte η_1/η_2 in Tab. 5.1 ausgewertet und in Bild 5.2 aufgetragen. Dabei wird die Erfahrung berücksichtigt, daß der Füllungsgrad für eine Spannstahlart mit Zunahme der Spanngliedgröße leicht abnimmt. Das Verhältnis η_1/η_2 ist in dem untersuchten Bereich ohne Einfluß.

Tab. 5.1 β -Werte nach Glg. (5.13)

$\frac{\eta_1}{\eta_2}$	$\frac{m_1}{m_2}$	δ_1					
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
1	1,2	1.002	1.007	1.015	1.027	1.043	1.062
	1,5	1.003	1.013	1.030	1.055	1.087	1.127
	2,0	1.005	1.020	1.046	1.083	1.133	1.197
	2,5	1.006	1.024	1.055	1.101	1.162	1.241
	3,5	1.007	1.029	1.066	1.121	1.196	1.293
0,9	1,2	1.001	1.004	1.009	1.016	1.025	1.037
	1,5	1.004	1.016	1.037	1.066	1.105	1.155
	2,0	1.006	1.022	1.051	1.092	1.147	1.219
	2,5	1.006	1.026	1.059	1.108	1.174	1.259
	3,5	1.007	1.030	1.069	1.126	1.204	1.307

Die Darstellung in Bild 5.1 zeigt, daß - bei Beachtung der Regeln für die seitliche Betondeckung und den lichten Abstand - mit keiner Abnahme der Tragfähigkeit auf schrägen Druck bei Zunahme des Hüllrohrdurchmessers zu rechnen ist. Es tritt im Gegenteil rechnerisch eine Steigerung der Tragfähigkeit von Ausführung 2 (wenige große Spannglieder) gegenüber Ausführung 1 auf. Der Grund ist in der Abnahme von δ_2 bei zunehmendem $m_1/m_2 \geq 1$ zu suchen.

Das Verhältnis der Tragfähigkeiten kann auch über Glg. (3.2) für die CEB-FIP-Regelung ausgedrückt werden:

$$B_{\text{CEB-FIP}} = \frac{1 - \frac{\delta_1}{2} \sqrt{\frac{m_2}{m_1}}}{1 - \frac{\delta_1}{2}} \quad (5.14)$$

Auch hierfür steigt die Tragfähigkeit von Ausführung 2 gegenüber Ausführung 1 leicht an, wie in Bild 5.3 dargestellt wurde.

Cornelius und Mehlhorn [14] haben - wie bereits erwähnt - in einer Nebenuntersuchung gezeigt, daß die Berücksichtigung der Spannstahleinlagen im verpreßten Hüllrohr zu einer Vergleichmäßigung des Verlaufs der Druckspannungen im gesamten Bereich b_0 führen. Es soll im folgenden versucht werden, diesen Einfluß in einem einfachen Bruchmodell zu erfassen.

Der Einfluß der Stahleinlagen im verpreßten Hüllrohr ist im wesentlichen mit der größeren Dohnsteifigkeit des Spannstahles gegenüber dem Einpreßmörtel zu erklären. Stellt man sich vor, daß der Spannstahl durch eine Stahlschicht der Breite d_H mit der Höhe x_z idealisiert werden kann, so ist es möglich, über eine Verträglichkeits- und eine Gleichgewichtsbedingung die innere Kraftumlagerung zu erfassen. Bild 5.4 zeigt das Modell. Mit η , dem Füllungsgrad, ist:

$$x_H = \frac{\pi d_H}{4}$$

und

$$x_z = \eta x_H. \quad (5.15)$$

Damit erhält man - ohne die Ableitungen im einzelnen vorzuführen - die mittlere Betonspannung

$$\sigma_b = \sigma_o \frac{1}{1 - \delta \left(1 - \frac{n}{1-\eta}\right)} \quad (5.16)$$

und die Spannung im Hüllrohrbereich

$$\sigma_H = \sigma_o \frac{\frac{n}{1-\eta}}{1 - \delta \left(1 - \frac{n}{1-\eta}\right)} \quad (5.17)$$

Die Spannungen σ_b und σ_H sind in Bild 5.5 abhängig von δ und η aufgetragen. Dabei wurde von $n = 0,333$ ausgegangen. Erwartungsgemäß ist die Abweichung der Spannungen σ_b in dem Betonbereich von der Hauptdruckspannung σ_o umso kleiner, je größer der Stahlanteil, ausgedrückt durch η , ist. Die Zunahme der Spannungen σ_b mit steigendem δ ist verständlich. Die Spannungen σ_H im Hüllrohrbereich steigen mit Zunahme des steiferen Stahlanteils an.

Der Grenzübergang $\delta \rightarrow 0$ führt zu $\sigma_b \rightarrow \sigma_o$ für alle Füllungsgrade. Der Kraftanteil P_H geht für $\delta \rightarrow 0$ ebenfalls gegen null.

Setzen wir voraus, daß das Modell auch den Bruchzustand beschreiben kann, so erhalten wir die bezogene Tragfähigkeit zu

$$\alpha = \frac{\sigma_o}{\beta_p} = 1 - \delta \left(1 - \frac{n}{1-\eta}\right) \quad (5.18)$$

Dabei wird vorausgesetzt, daß im praktischen Bereich der Füllungsgrade $\eta \leq 0,6$ die Prismenfestigkeit im Betonbereich die maßgebende Festigkeitsgrenze ist.

Diese Form entspricht der CEB-FIP-Regelung und geht mit den Werten $n = 0,333$ und $\eta = 0,333$ in letztere über.

Ein Grenzübergang zum Stahlstab $\eta = 1$ ist mit dem gewählten Modell nicht möglich. Bild 5.6 zeigt die Auswertung von Glg. (5.18) für $n = 0,333$. In dieses Bild ist außerdem die Linie nach CEB-FIP [10] eingetragen, die die Verhältnisse bei Großspanngliedern, die η -Werte von rd. 0,3 bis 0,45 aufweisen, befriedigend zu beschreiben vermag. Die wenigen Versuche von Clarke und Taylor [13] mit teilweiser Füllung des Hüllrohres mit Stahlstäben sind miteingetragen.

Die bezogene Tragfähigkeit α_2/α_1 der untersuchten beiden Ausführungen 1 und 2 weist die entsprechende Tendenz auf wie bereits besprochen. Sie wird nur noch der Vollständigkeit halber angeschrieben:

$$\frac{\alpha_2}{\alpha_1} = \frac{1 - \delta_1 \sqrt{\frac{m_2}{m_1}} \left(1 - \frac{n}{1-\eta}\right)}{1 - \delta_1 \left(1 - \frac{n}{1-\eta}\right)} \geq 1 \quad (5.19)$$

Die Ausführung 2 (wenige große Spannglieder) weist wieder die größere Drucktragfähigkeit ge-

gegenüber Ausführung 1 auf.

Abschließend ist zu bemerken, daß im Bereich praxisüblicher Füllungsgrade vom dargestellten Bruchmodell die Tragfähigkeit auf schrägen Druck brauchbar vorausgesagt werden kann und der festigkeitssteigernde Einfluß der Stahlstäbe erfaßt wird.

6. ZUSAMMENFASSUNG

Die Diskussion über eine mögliche Erhöhung der z. Z. gültigen Grenze der zul. Vorspannkraft von 1,5 MN für Einzelspannglieder verlangte die Überprüfung, ob die mit der Erhöhung verbundene Zunahme des Hüllrohrdurchmessers d_H über die heute gängigen Größtwerte von 75 bis 80 mm hinaus eine Einbuße der Tragkraft auf schrägen Druck mit sich bringt.

Die für diese Überprüfung zur Verfügung stehenden finanziellen Mittel erlaubten es nicht, Versuche durchzuführen. Es war deshalb notwendig, die bisherigen Versuche gleichsam als experimentelle Eckpfeiler in eine rechnerische Studie einzubeziehen. In der rechnerischen Studie wurde eine Parameteruntersuchung durchgeführt, die u. a. die Aufgabe hatte, relative Veränderungen der Hüllrohr-Steg-Geometrie in ihrer Spannungsantwort zu untersuchen und in Zusammenhang zu den Versuchsergebnissen zu stellen.

Das Ergebnis der rechnerischen Untersuchungen läßt sich wie folgt zusammenfassen: Bei verpreßten Hüllrohren tritt der Größtwert der Druckspannung $\max \bar{\sigma}$ unmittelbar neben dem Hüllrohr auf. Betrachtet man $\max \bar{\sigma}$ als Gradmesser zur Beschreibung des Einflusses einer veränderlichen Hüllrohr-Steg-Geometrie auf die Tragfähigkeit, so zeigt sich, daß bei vorgegebener Stegbreite b_o die Zunahme des Hüllrohrdurchmessers zu keiner zunehmenden Spannungskonzentration und damit zu keiner Abnahme der Tragfähigkeit auf schrägen Druck führen wird. Voraussetzung hierfür ist die Begrenzung des lichten Abstandes der Hüllrohre nach unten mit: $a_H \leq 0,8 d_H$ nach DIN 4227E. Weiterhin muß die Betondeckung auf das Hüllrohr - gemessen von den Stegseitenflächen - wie folgt begrenzt werden: $40 \text{ mm} < \bar{u}_H \leq 0,4 d_H$. Die Regelungen von DIN 1045 und DIN 1075 bzw. von anderen Vorschriften des Massivbrückenbaus sind außerdem bzgl. Betondeckung zu beachten.

Der Einfluß einer Fehlstelle im Einpreßmörtel im Scheitelpunkt sowie eines lokalen Risses auf die Druckspannungen bleibt klein. Die Berücksichtigung der Spannstahleinlagen führt zum Abbau der Spannungskonzentration an den Seiten des Hüllrohres und zu einer Vergleichmäßigung der Spannungen über die Stegbreite.

Bei unverpreßten Hüllrohren ist die Spannungskonzentration rd. das Doppelte als bei verpreßten Hüllrohren. Ebenso betragen die in Scheitel

und Sohle des Hüllrohres auftretenden Zugspannungen ein Mehrfaches als bei verpreßtem Hüllrohr. Es ist davon auszugehen, daß sowohl bei leeren als auch bei verpreßten Hüllrohren bereits unter Gebrauchsspannungen Risse im Bereich von Sohle und Scheitel der Rohre auftreten werden.

Die Spannbetonrichtlinien und DIN 4227E gehen bei verpreßten Hüllrohren beim Nachweis der schrägen Hauptdruckspannung σ_{II}^{II} unter rechn. Bruchlast von der vorhandenen Stegbreite b_o aus (kleinste Breite im Steg) und berücksichtigen die Schwächung des Steges pauschal durch Reduktion der Rechenfestigkeit β_R auf $0,83 \beta_R = 0,5 \beta_{wN}$ als aufnehmbare Druckspannung. Der Grad der Schwächung - ausgedrückt durch die Größen d_H/b_o bzw. $\Sigma d_H/b_o$ von 0,45 bis 0,56, dem Extremwert nach DIN 4227E, erscheint die aufnehmbare Druckspannung von $0,5 \beta_{wN}$ als etwas zu hoch. Es ist aber zu vermuten, daß in diesem Bereich durch die Stahlstäbe im Mörtel eine gewisse Tragkraftsteigerung eintreten wird, wodurch die erwähnte Überschätzung ggf. ausgeglichen werden kann. Hierzu fehlen allerdings Versuche.

Nach CEB-FIP findet die Stegschwächung direkten Eingang in die Bestimmung der erforderlichen wirksamen Stegbreite. Überhaupt erscheint dieser Weg als logisch und folgenswert, wobei nicht beurteilt werden kann, wie er in das Nachweisschema von DIN 4227E eingefügt werden kann. Eine Vergleichsrechnung für DIN 4227 und

CEB-FIP ergab, daß nach CEB-FIP und zunehmender Schwächung $\Sigma d_H/b_O$ ab $d_H > b_O/8$ größere Stegbreiten b_O als nach DIN 4227E erforderlich werden.

Vorschläge zur Festlegung von Grenzwerten von Zug- oder Druckspannungen infolge schräger Druckkraft bei Stegchwächung durch leere oder verpreßte Hüllrohre bzw. zur Festlegung der erforderlichen Querbewehrung werden hier nicht gemacht. Dies ist nur möglich, wenn die in [1] berechneten Spannungen infolge von Umlenkkraften in Bereichen der möglichen Überlagerung bei der Wirkungen mit betrachtet werden. Überlegungen hierzu werden an anderer Stelle geführt werden.

SCHRIFTTUM

- [1] Cornelius, V. und Mehlhorn, G.:
Spannungszustand aus Vorspannung im Bereich gekrümmter Spannglieder. Forsch.-Ber. Nr. 37, Inst. für Massivbau, TH Darmstadt, 1978.

- [2] Trost, H., Cordes, H. und Hagen, H.:
Auswirkung des Verbundverhaltens zwischen Spannglied mit Einpreßmörtel bei Verwendung von Spanngliedern mit über 1500 kN zulässiger Vorspannkraft. Bericht-Nr. 11/1978, Inst. f. Massivbau, RHTH Aachen.

- [3] Leonhardt, F., Koch, R., Rostásy, F.S.:
Schubversuche an Spannbetonträgern, Heft 227 DAfStb, Berlin 1973.

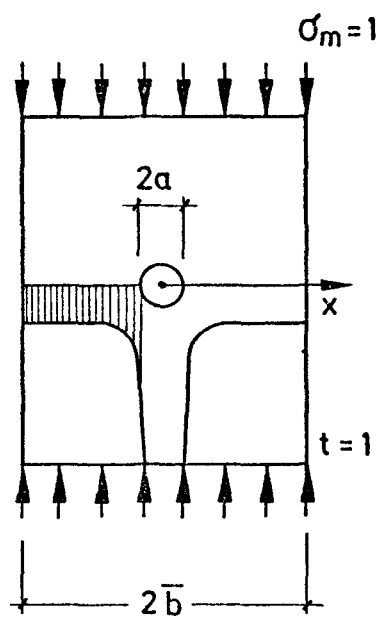
- [4] Bennett, E.W., Balasooriya, E.M.A.:
Shear strength of prestressed beams with thin webs failing in inclined compression. Journal of the ACI vol 68 No. 3 March 1971.

- [5] Robinson, J.R., Demorieux, J.M.:
Versuchsberichte aus dem U.T.I.-IRABA - Paris
a) Essais de traction - compression sur modèles d'âme de poutre en béton armé
Teil I Juni 1968
b) Teil II Mai 1972

c) Resistance ultime du béton de l'âme
de poutre en double té en béton armé
Mai 1972.

- [6] Timoshenko, S., Goodier, J.N.:
Theory of Elasticity McGraw-Hill Book
Comp.
- [7] Girkmann, K.: Flächentragwerke,
Springer-Verlag Wien 1956.
- [8] Richtlinien für Bemessung und Ausführung
von Spannbetonbauteilen, Fassung Juni 1973
- [9] DIN 4227E, Spannbeton. Teil 1:
Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter
und voller Vorspannung. Fassung 1978.
- [10] CEB-FIP-Model-Code. Deutsche Fassung
März 1978.
- [11] Grasser, E.:
Beziehung zwischen den Betonfestigkeits-
klassen von CEB und DIN 1045. Unveröff.
Arbeit, 1977.
- [12] Leonhardt, F.:
Abminderung der Tragfähigkeit des Betons
infolge stabförmiger, rechtwinklig zur
Druckrichtung angeordneter Einlagen.
Aus "Stahlbetonbau", Berichte aus For-
schung und Praxis, Verlag W. Ernst und
Sohn, Berlin 1969.

- [13] Clarke, J.L., Taylor, H.P.:
Web-Crushing - A Review of Research.
Technical Report C α CA 42.509,
August 1975.
- [14] Cornelius, V. u. Mehlhorn, G.:
Ergänzung zu [1], Mai 1978.



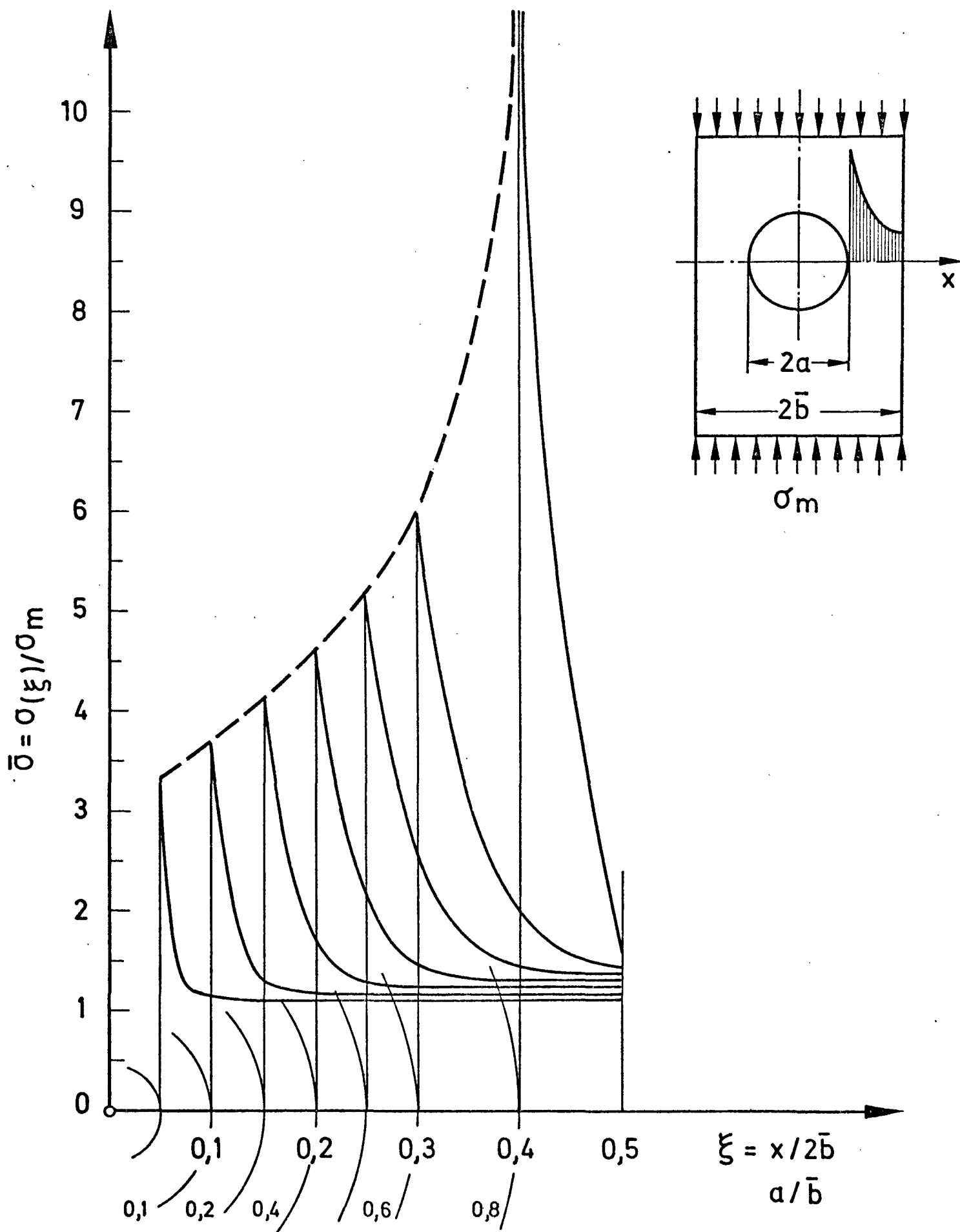


Bild 1.1 Verlauf der Spannung im Bereich des Restquerschnittes bei unterschiedlicher Lochschwächung a/\bar{b}

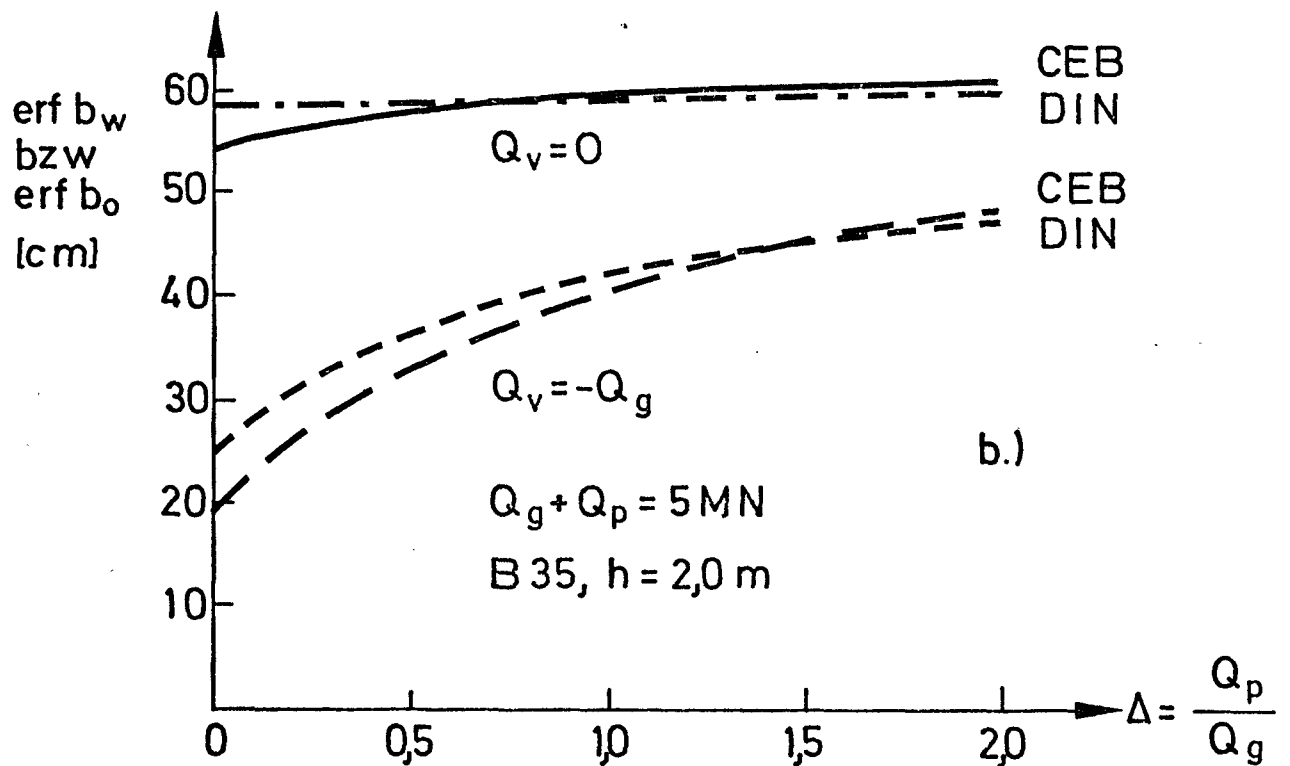
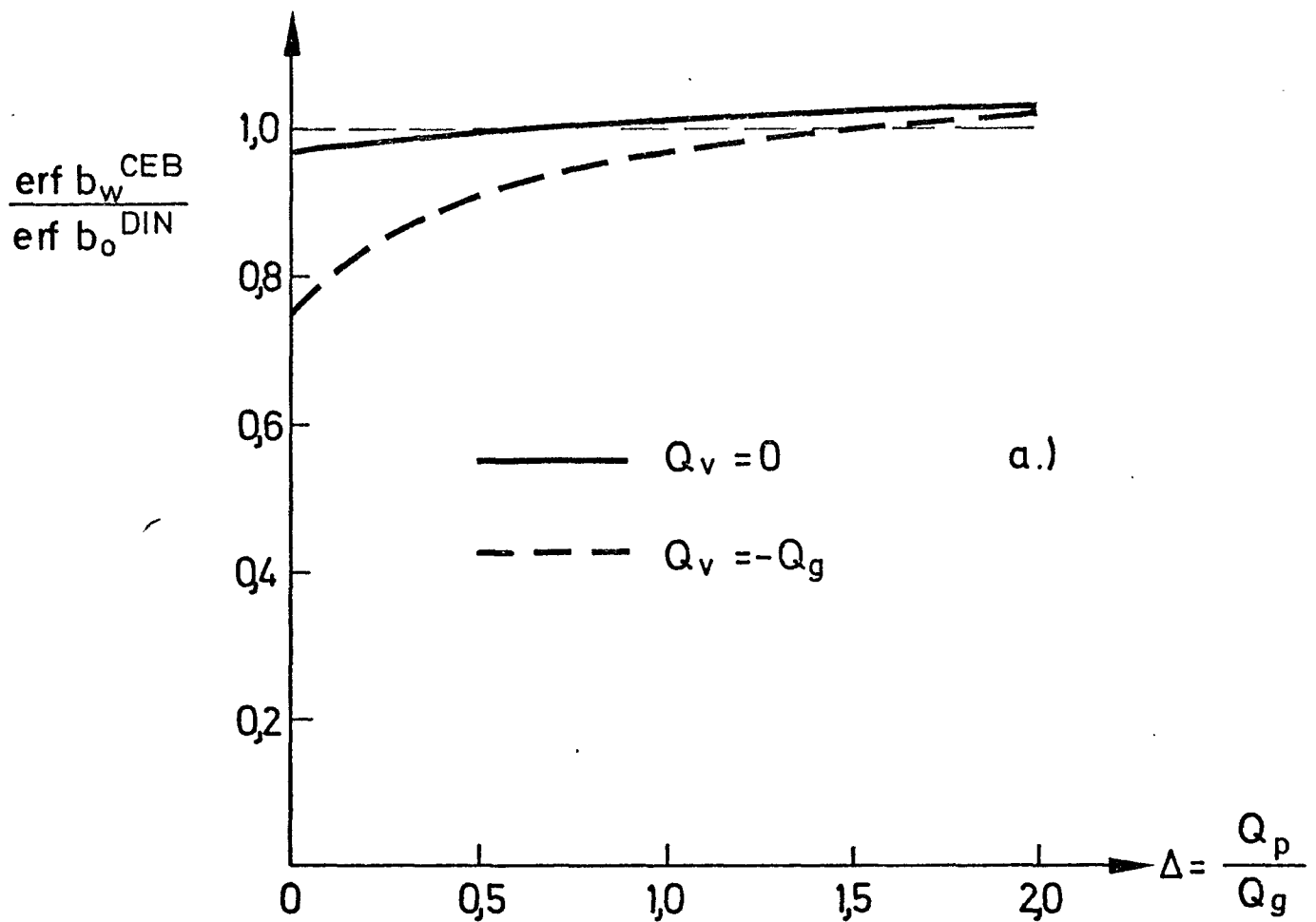


Bild 2.1 Erforderliche Stegbreite nach DIN 4227E u. CEB-FIP-Model-Code hinsichtlich schrägen Druckes

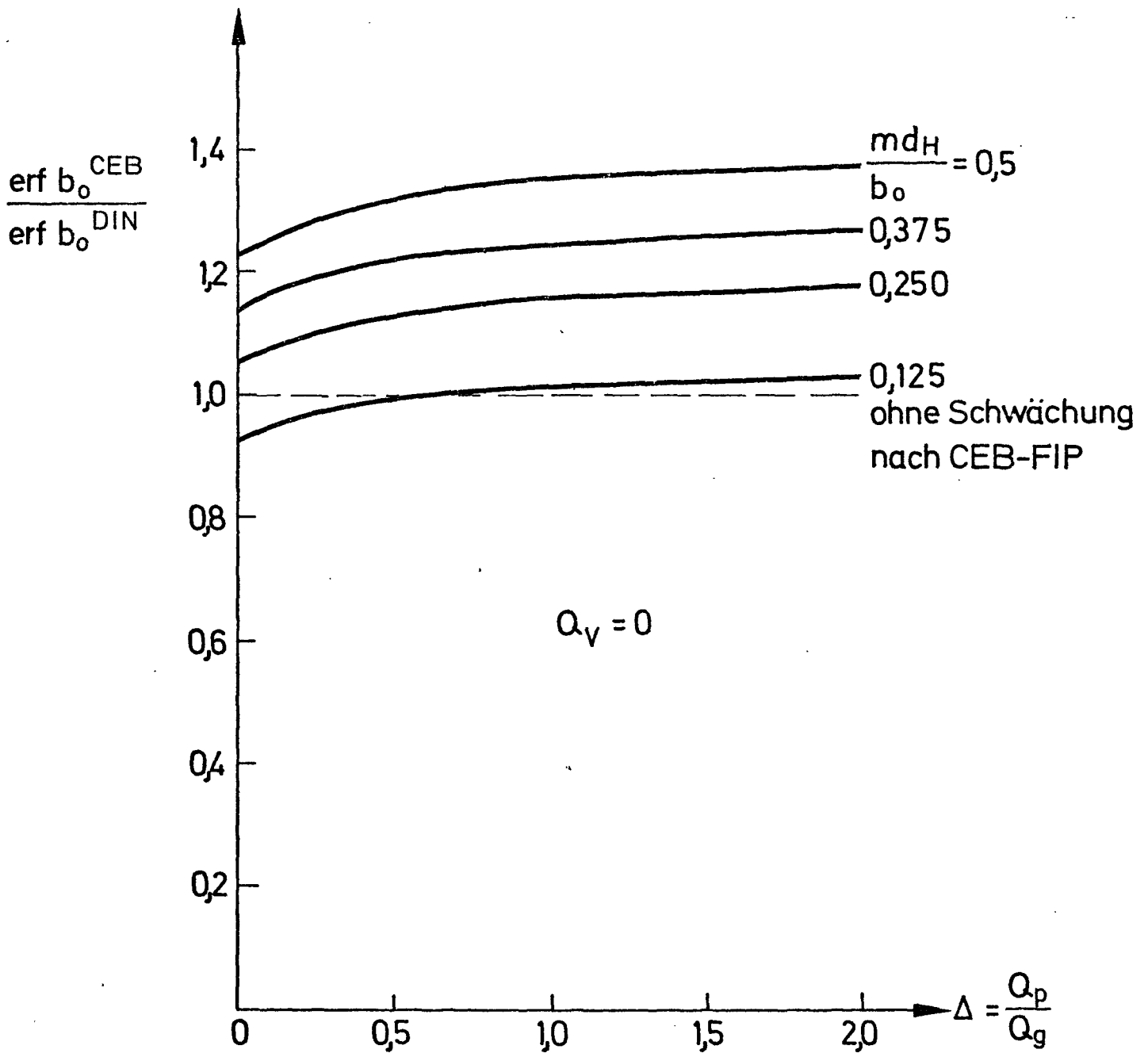


Bild 2.2 Vergleich der erforderlichen Stegdicken bei unterschiedlichem Hüllrohranteil und $Q_v = 0$

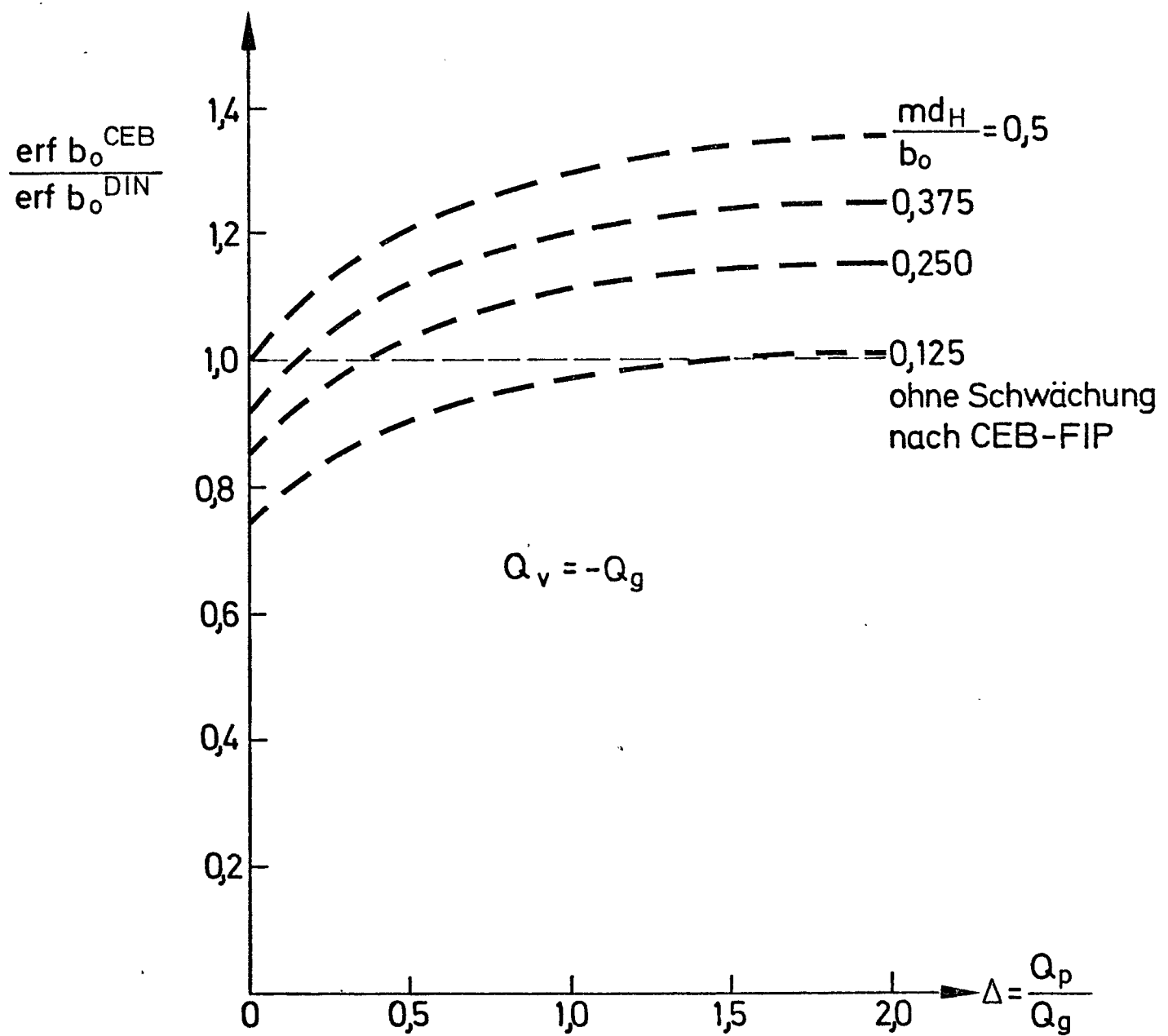


Bild 2.3 Vergleich der erforderlichen Stegdicken bei unterschiedlichem Hüllrohranteil und $Q_v = -Q_g$

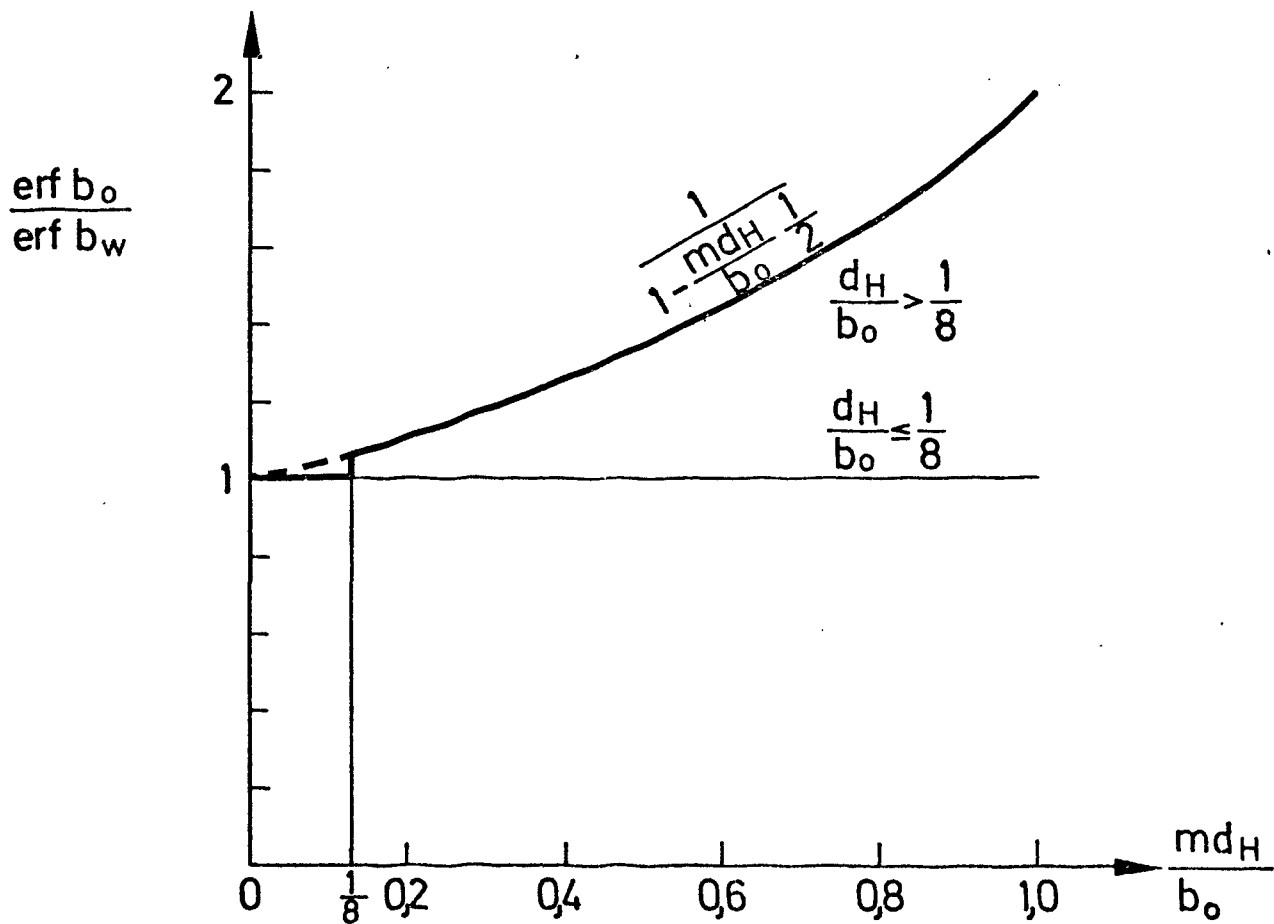
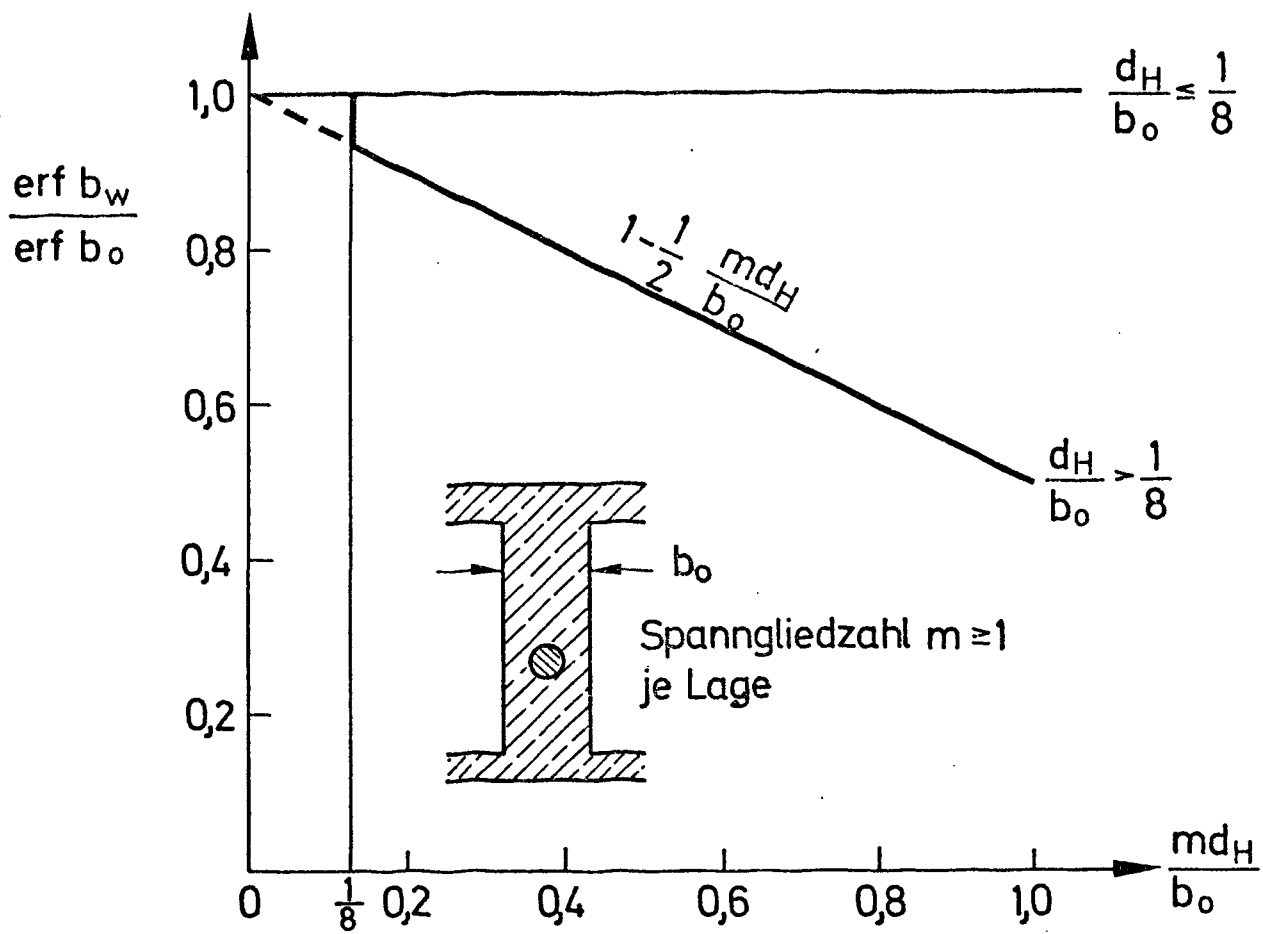


Bild 2.4 Erforderliche Stegdicken b_o u. b_w nach CEB-FIP

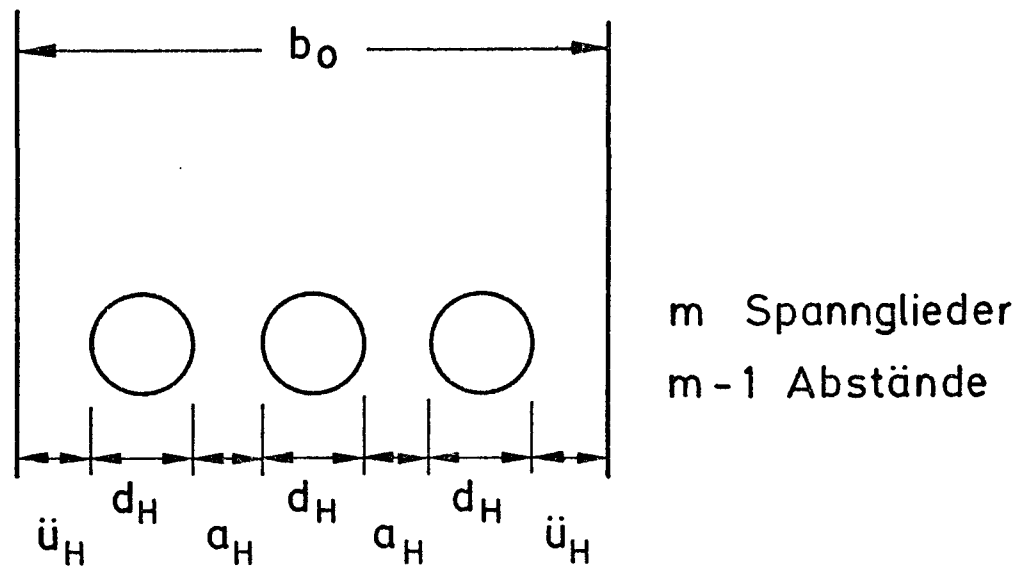


Bild 2.5 Zur Abhängigkeit von δ von \ddot{u} und a_H

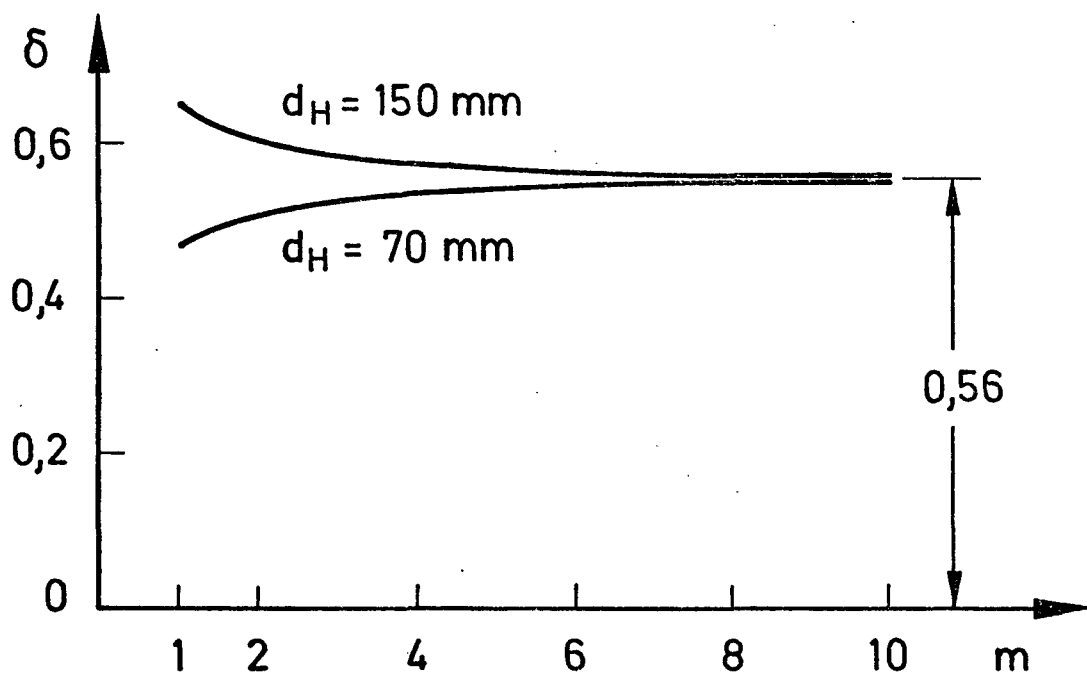





Bild 2.7 Abhängigkeit von δ von m und d_H
($\ddot{u}_b = 40 \text{ mm}$ und $a_H/d_H = 0,8$)

Anordnung der Spannglieder	lichter Abstand	
	waagrecht c_h	senkrecht c_v
	$\geq \phi ; 40 \text{ mm}$	$\geq \phi ; 50 \text{ mm}$
	$\geq \phi ; 40 \text{ mm}$	$\geq 1,5 \phi ; 50 \text{ mm}$
	$\geq 1,2 \phi ; 40 \text{ mm}$	$\geq 1,5 \phi ; 50 \text{ mm}$

$$\phi \hat{=} d_H$$

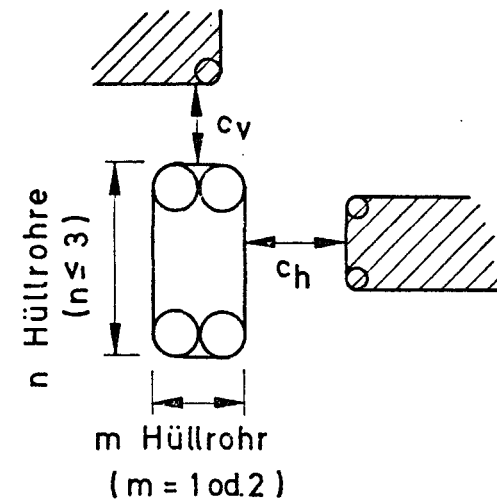


Bild 2.6 CEB – FIP – Regelung Bull. No. 117 D

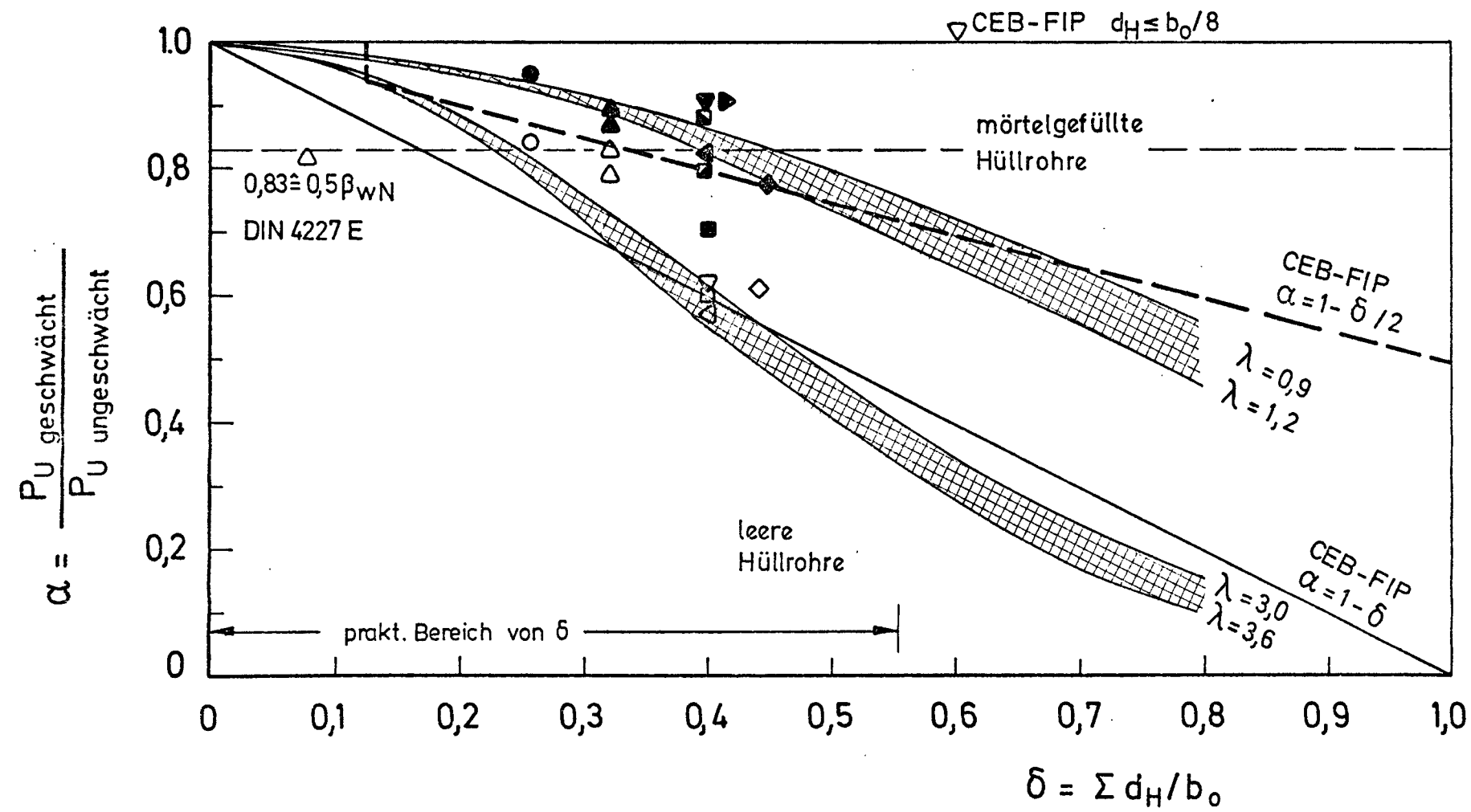


Bild 3.1 Abhängigkeit der Tragfähigkeit α vom bezogenen Hüllrohrdurchmesser δ

Tabelle 3.1 Bisherige Versuche

Versuche	$\frac{d_H}{b_O}$	$\frac{a_H}{d_H}$	$\eta_f = \frac{F_Z}{F_H}$	bezogene Tragfähigkeit α					
				leeres H.	Symb.	volles H.	Symb.	volles H. + Stab	Symb.
Stuttgart [12]	0,333	-	-	0,83	\triangle	0,86	\blacktriangle	-	-
	0,333	-	-	0,80	\triangle	0,88	\blacktriangle	-	-
	0,400	0	-	0,56	\triangleleft	0,83	\blacktriangleleft	-	-
	0,400	1,0	-	0,62	∇	0,91	\blacktriangledown	-	-
	0,400	0,4	-	-		0,91	\blacktriangleright	-	-
C \propto CA [13]	0,250	-	-	0,84	\bigcirc	0,95	\bullet	-	-
	0,400	-	-	0,59	\square	0,72	\blacksquare	-	-
	0,45	-	-	0,60	\diamond	0,78	\blacklozenge	-	-
	0,40	-	0,16	-	-	-	-	0,80	\blacksquare
	0,40	-	0,60	-	-	-	-	0,90	\blacksquare

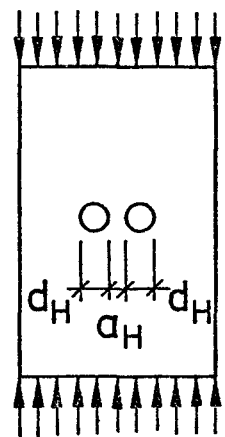
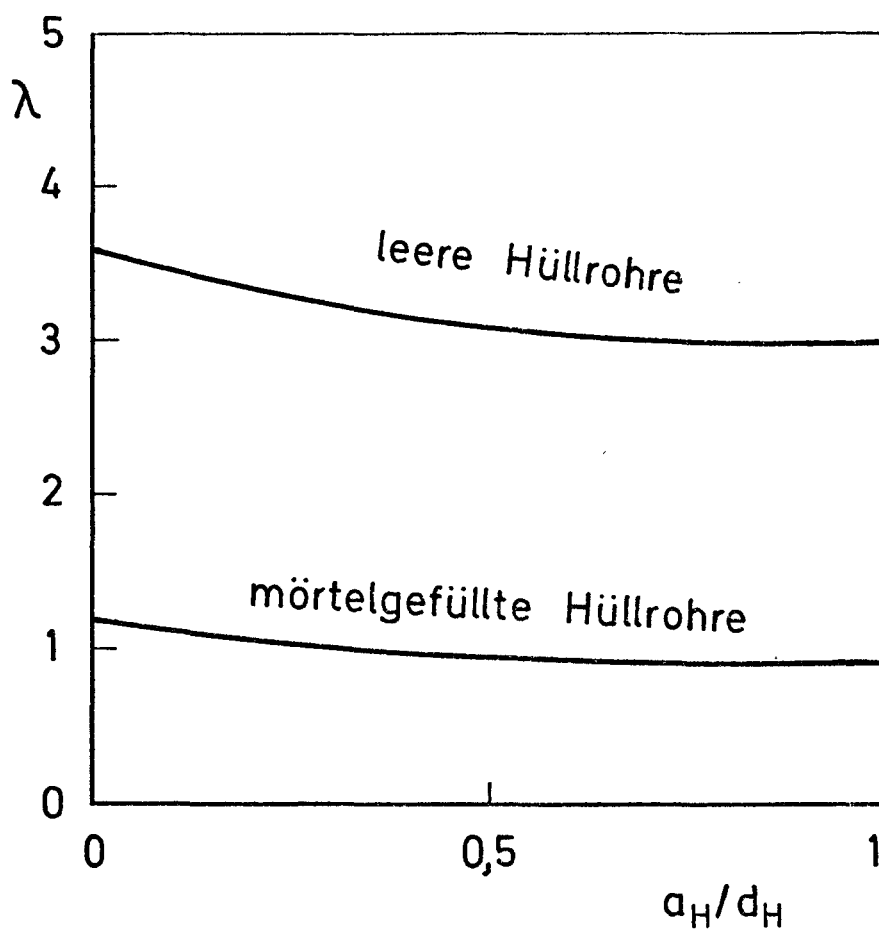


Bild 3.2 Parameter λ und Abstand a_H/d_H

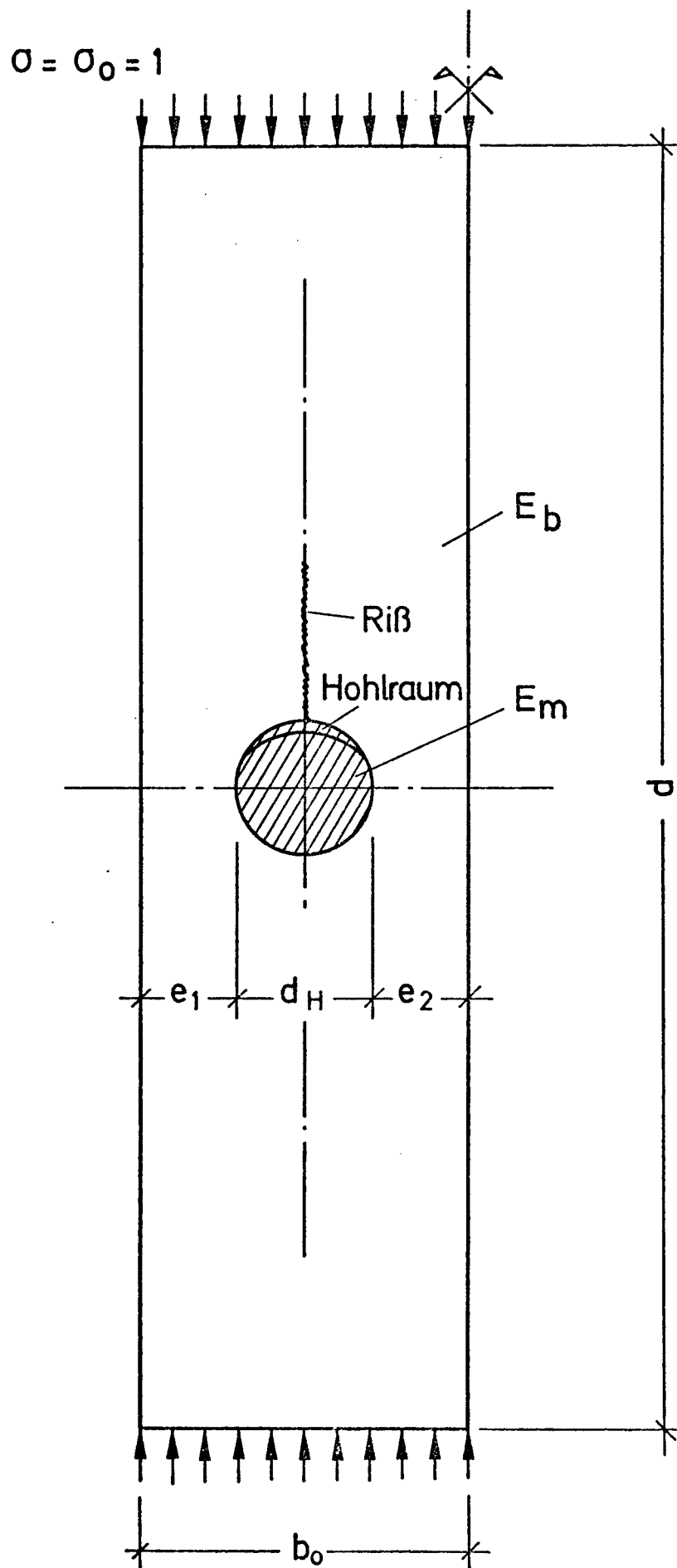


Bild 4.1 Bezeichnungen und Variable

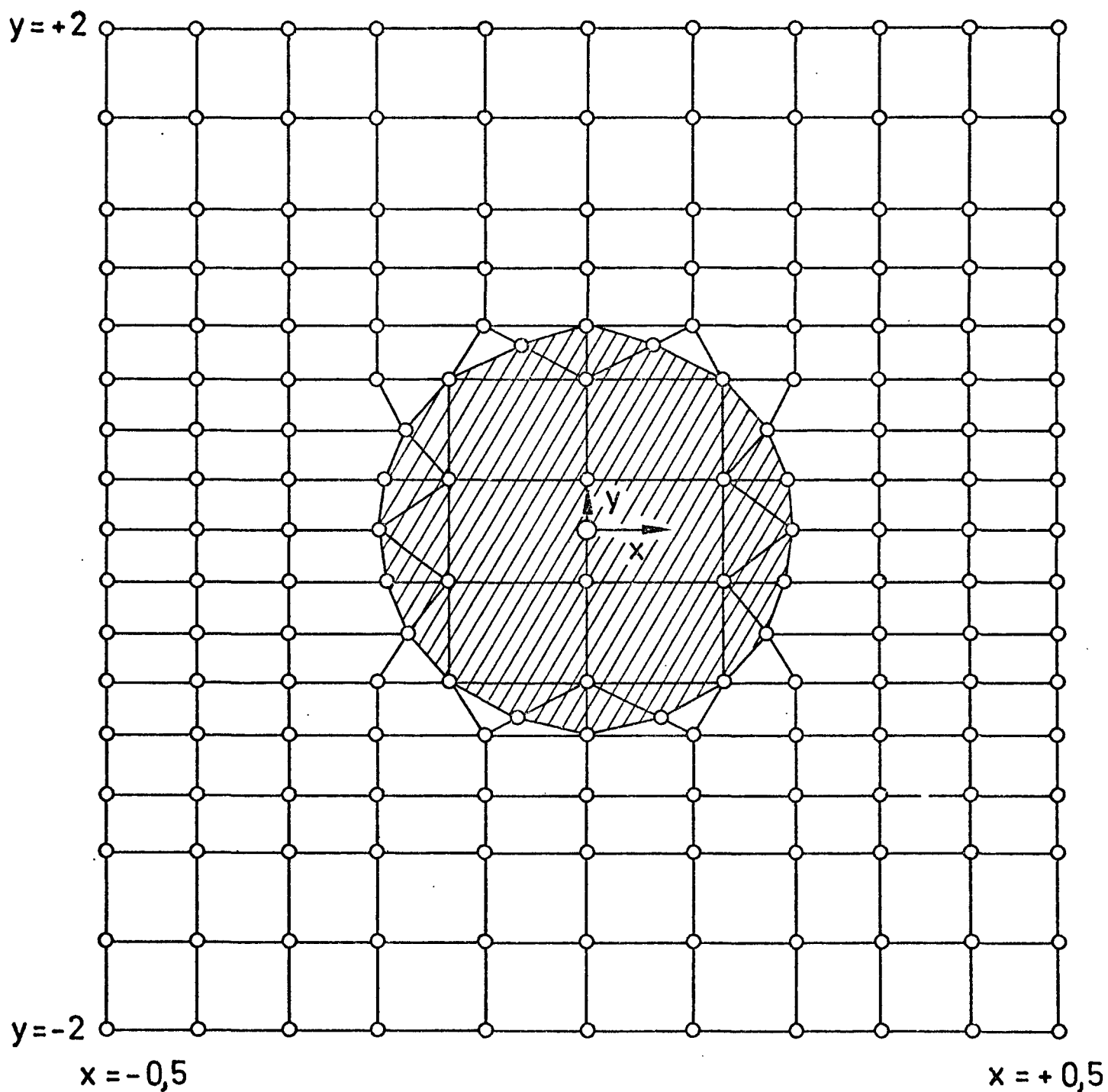


Bild 4.2 Netzaufteilung in Viereck - und Dreieck - Elemente
(schematisch)

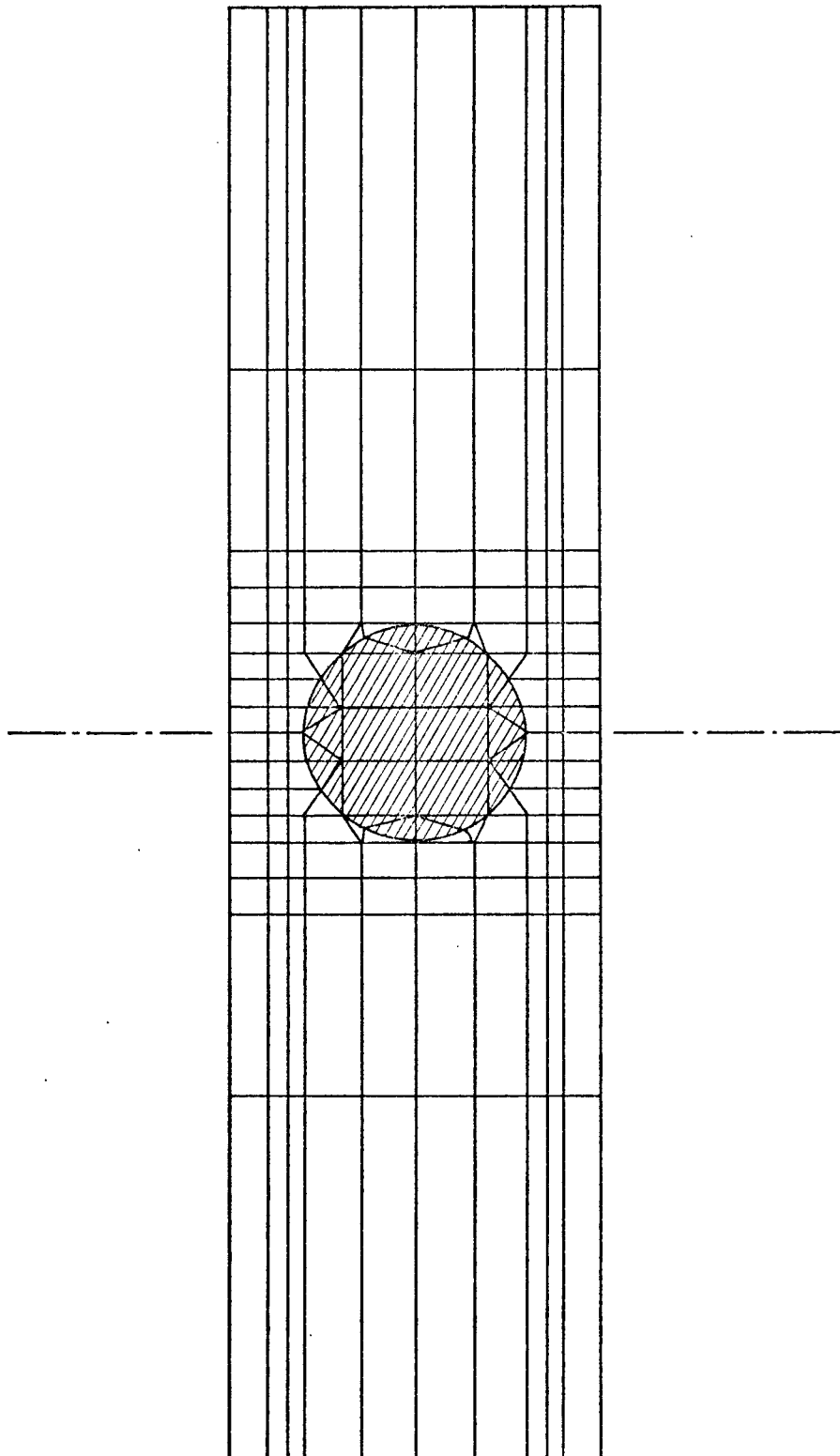


Bild 4.3 Wirkliche Elementzuordnung für den Fall
 $\epsilon = 1$, $\delta = 0,6$ bei z.B. vollem Hüllrohr

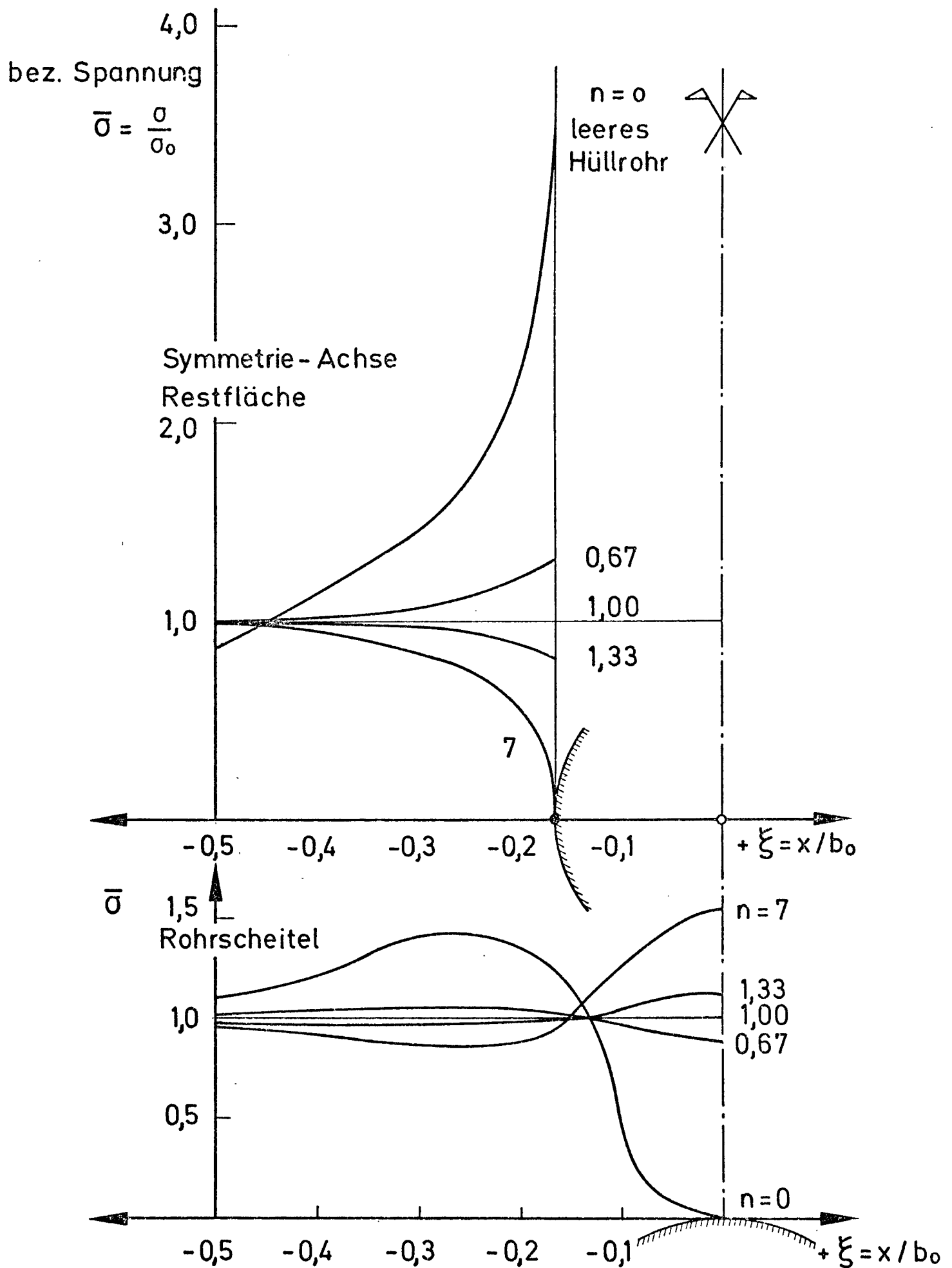


Bild 4.4 Spannungsverlauf bei unterschiedlichem Verhältnis der E - Moduln $n = E_m / E_b$ ($\delta = 0,333$, $\varepsilon = 1$)

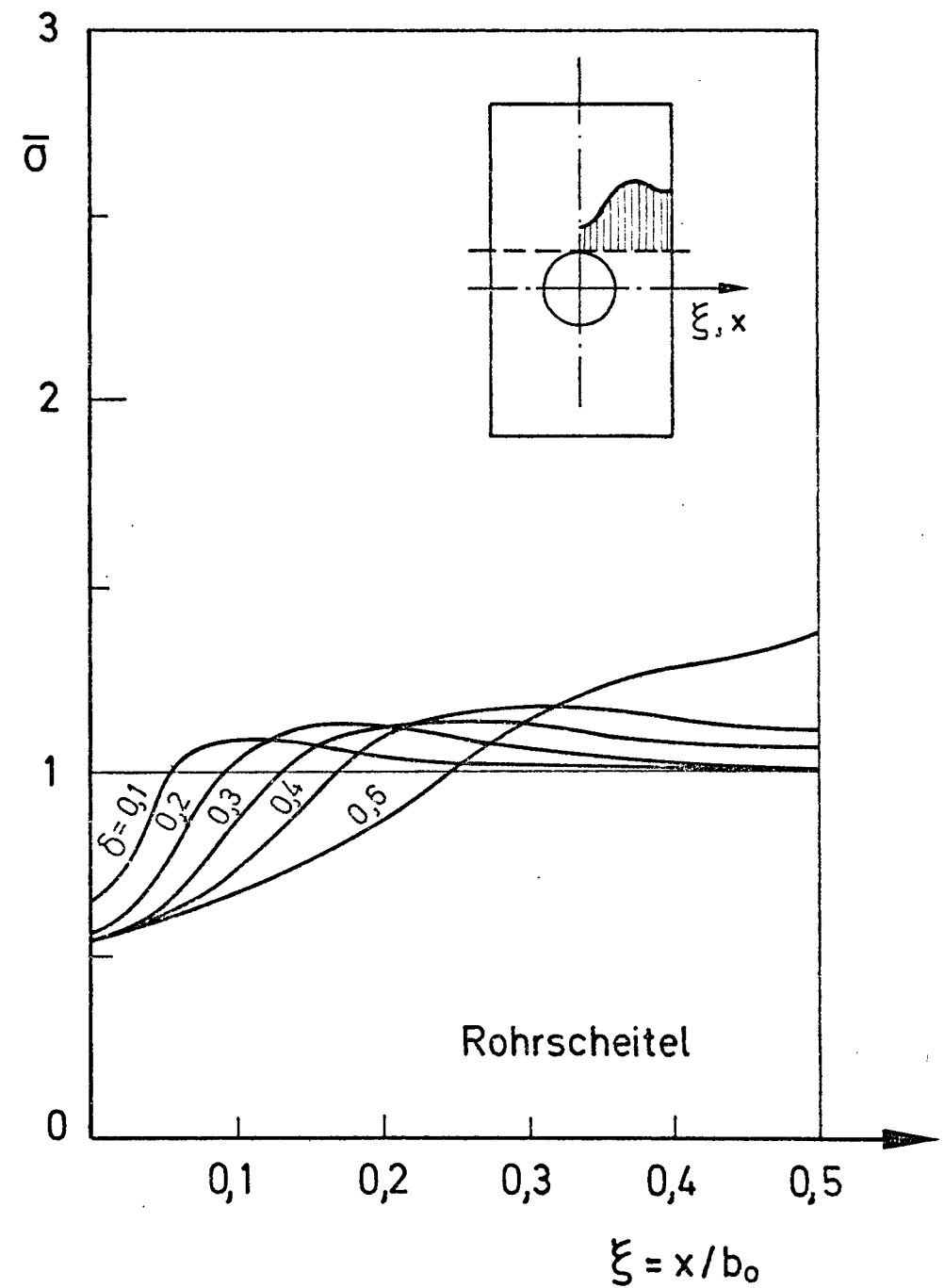
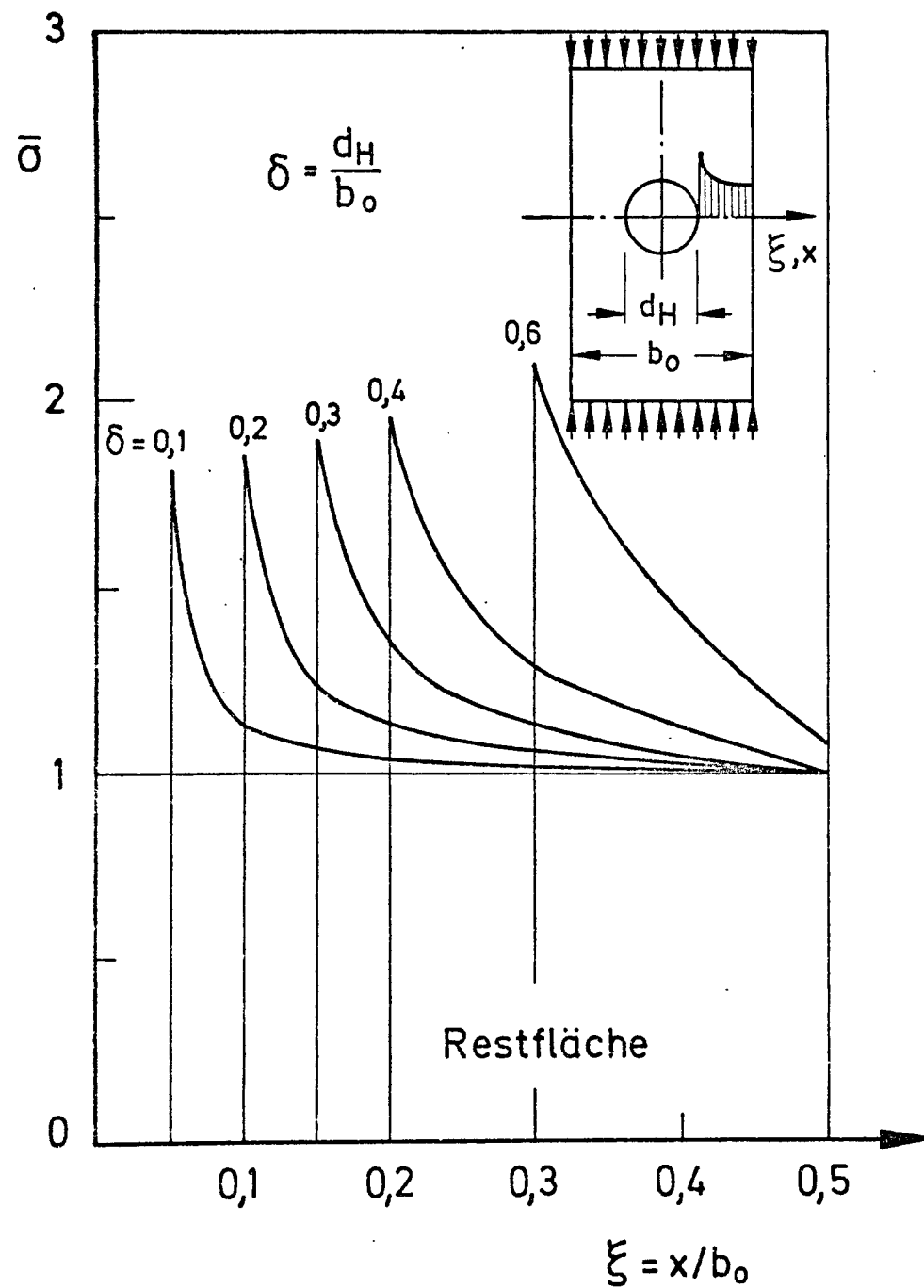


Bild 4.5 Spannungsverteilung bei verschiedenen d_H / b_0 - Werten

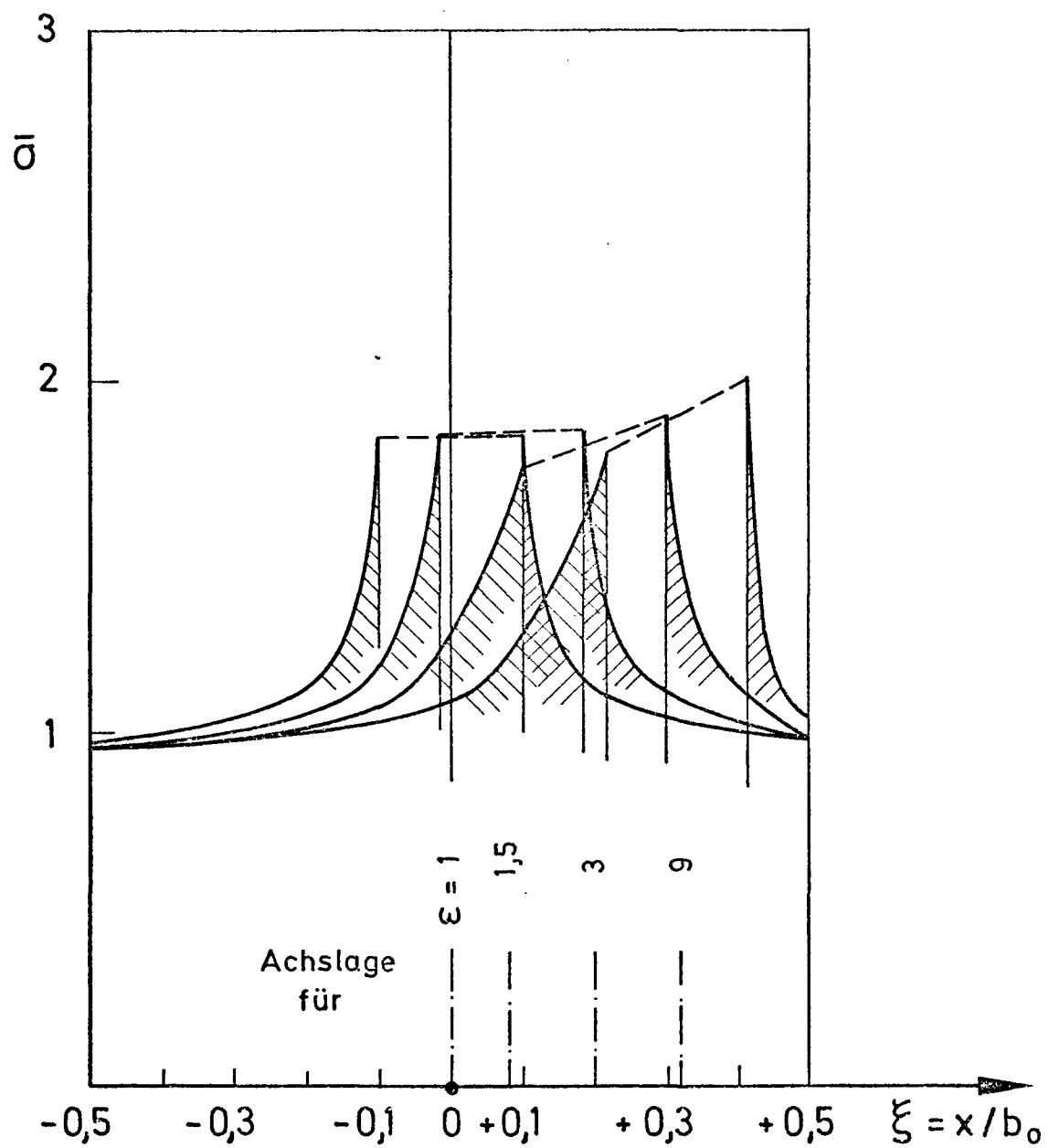


Bild 4.6 Spannungsverlauf bei unterschiedlicher Exzentrizität der Hüllrohrachse ($\delta = 0,2$; $n = 0,33$)

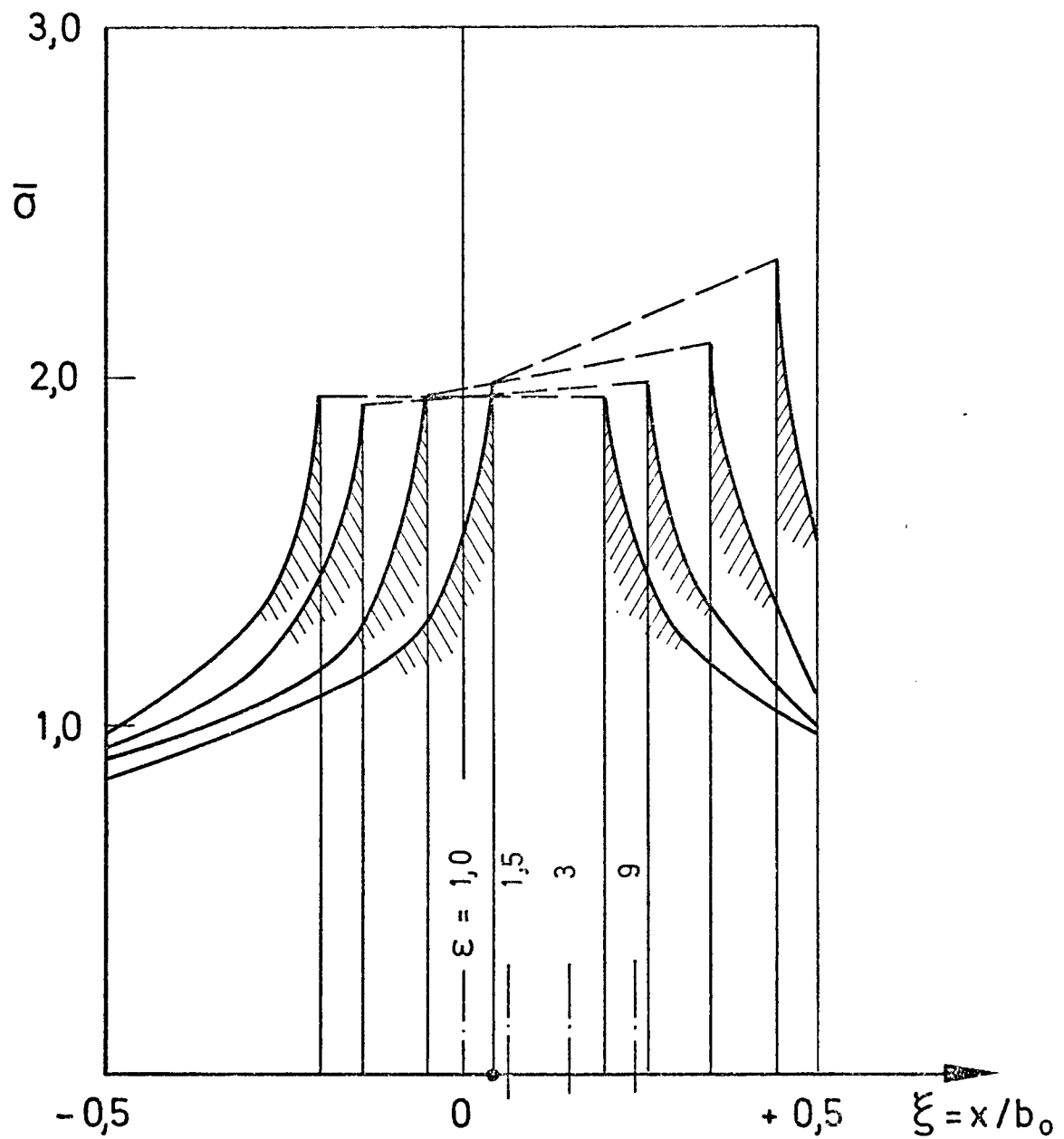


Bild 4.7 Spannungsverlauf bei unterschiedlicher Exzentrizität der Hüllrohrachse ($\delta = 0,4$; $n = 0,33$)

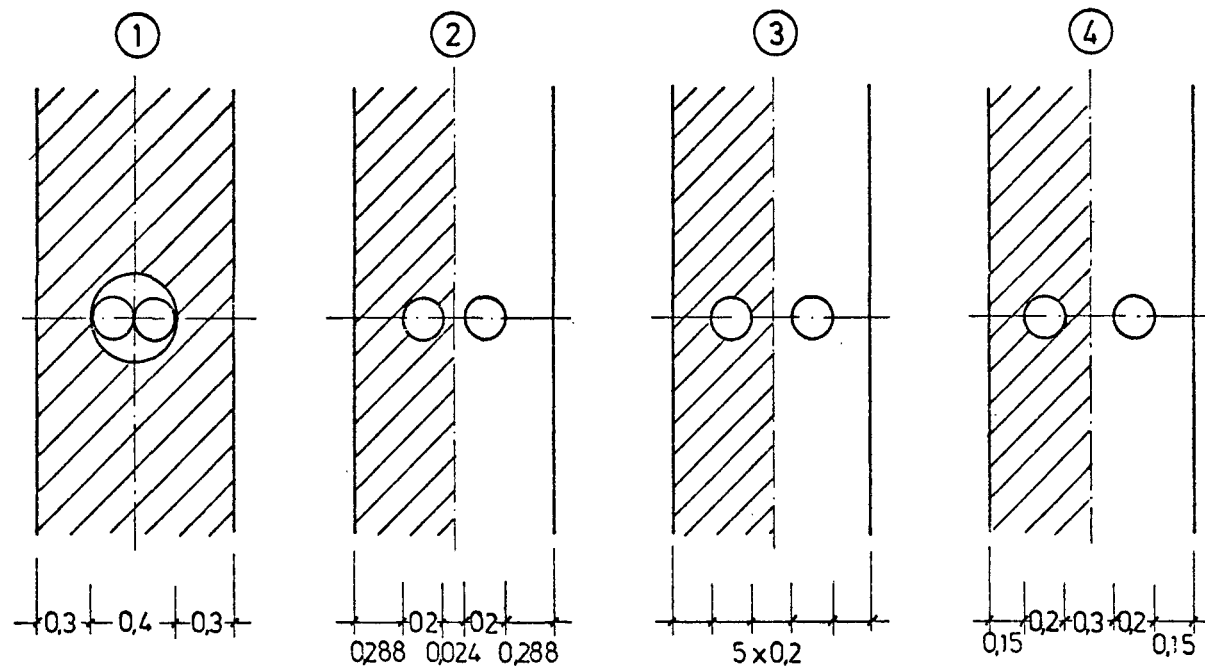


Bild 4.8 Untersuchte lichte Abstände

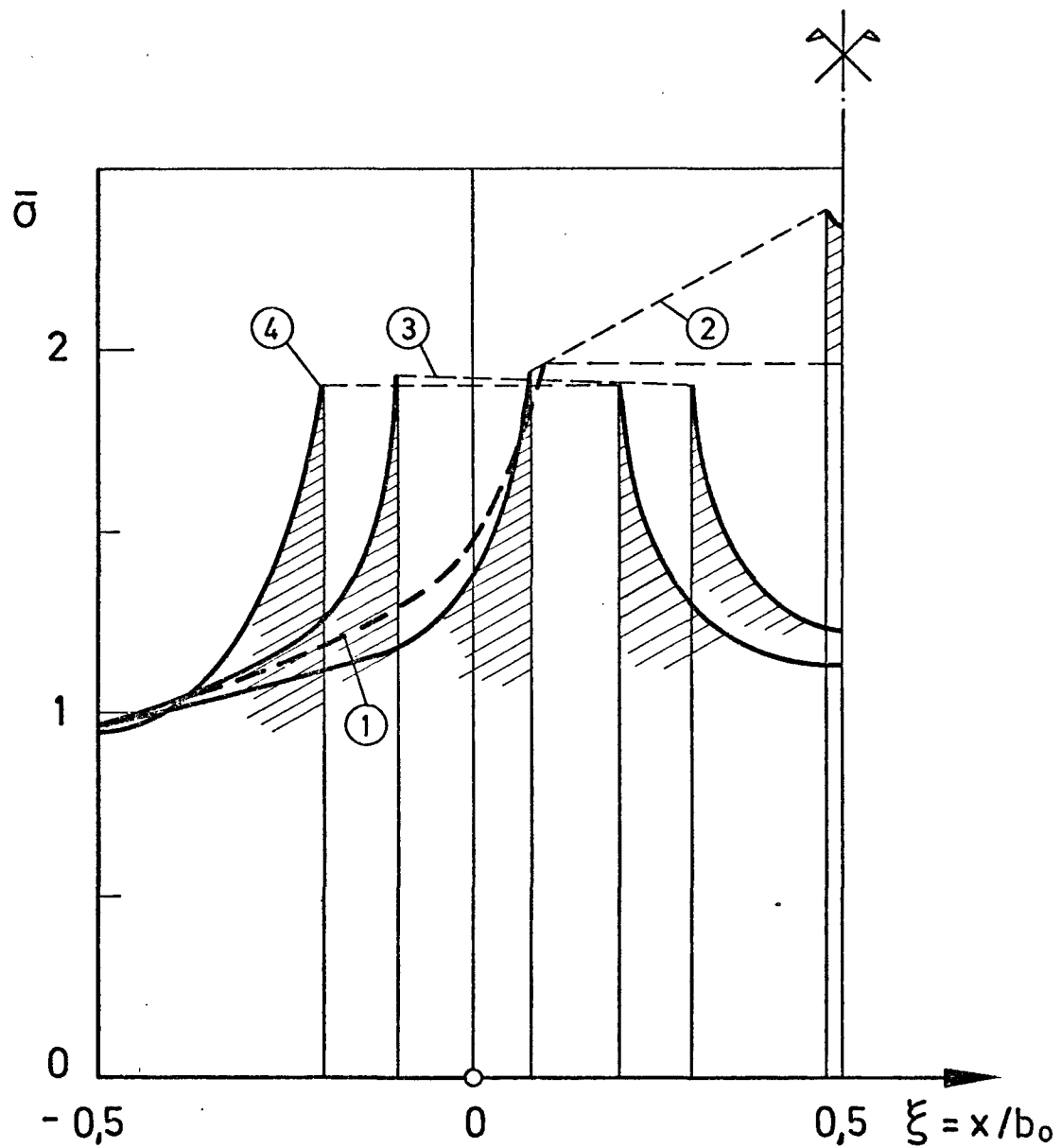


Bild 4.9 Einfluß des gegenseitigen Hüllrohrabstandes auf die Spannungsverteilung.

($\delta = 0,4$; $n = 0,333$)

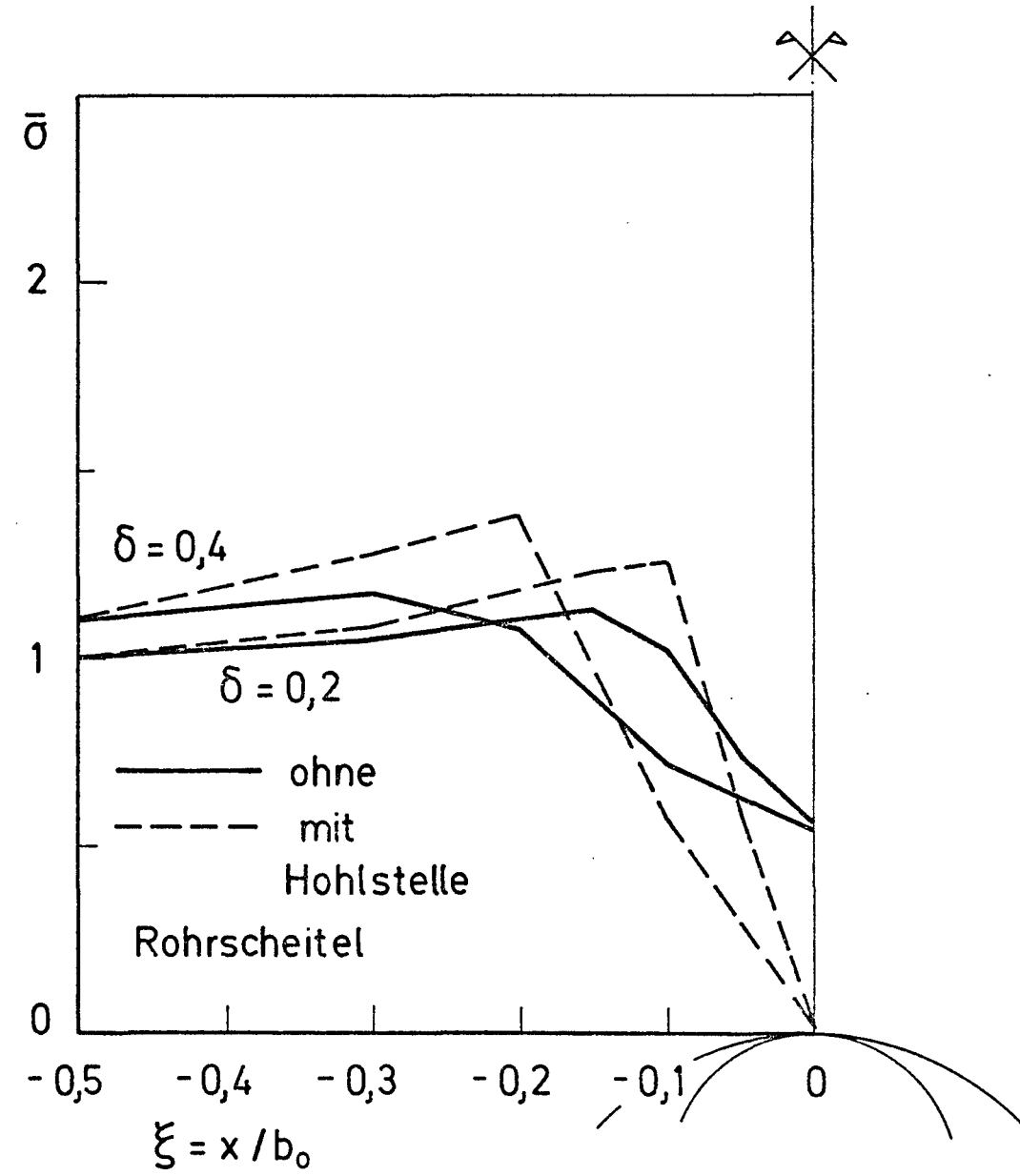
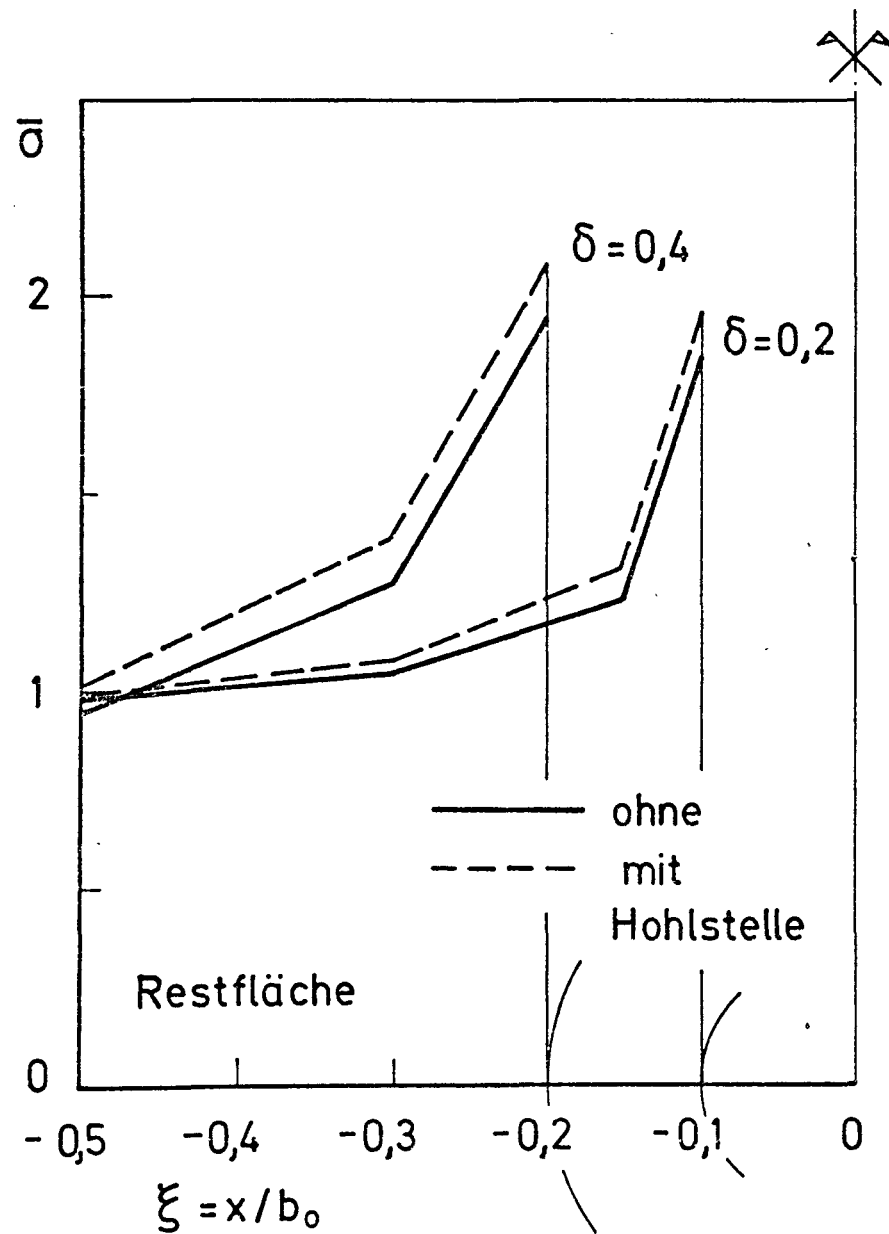


Bild 4.10 Einfluß von Hohlstellen im Hüllrohr auf Verteilung der Spannungen am Rohrscheitel und in der Restfläche

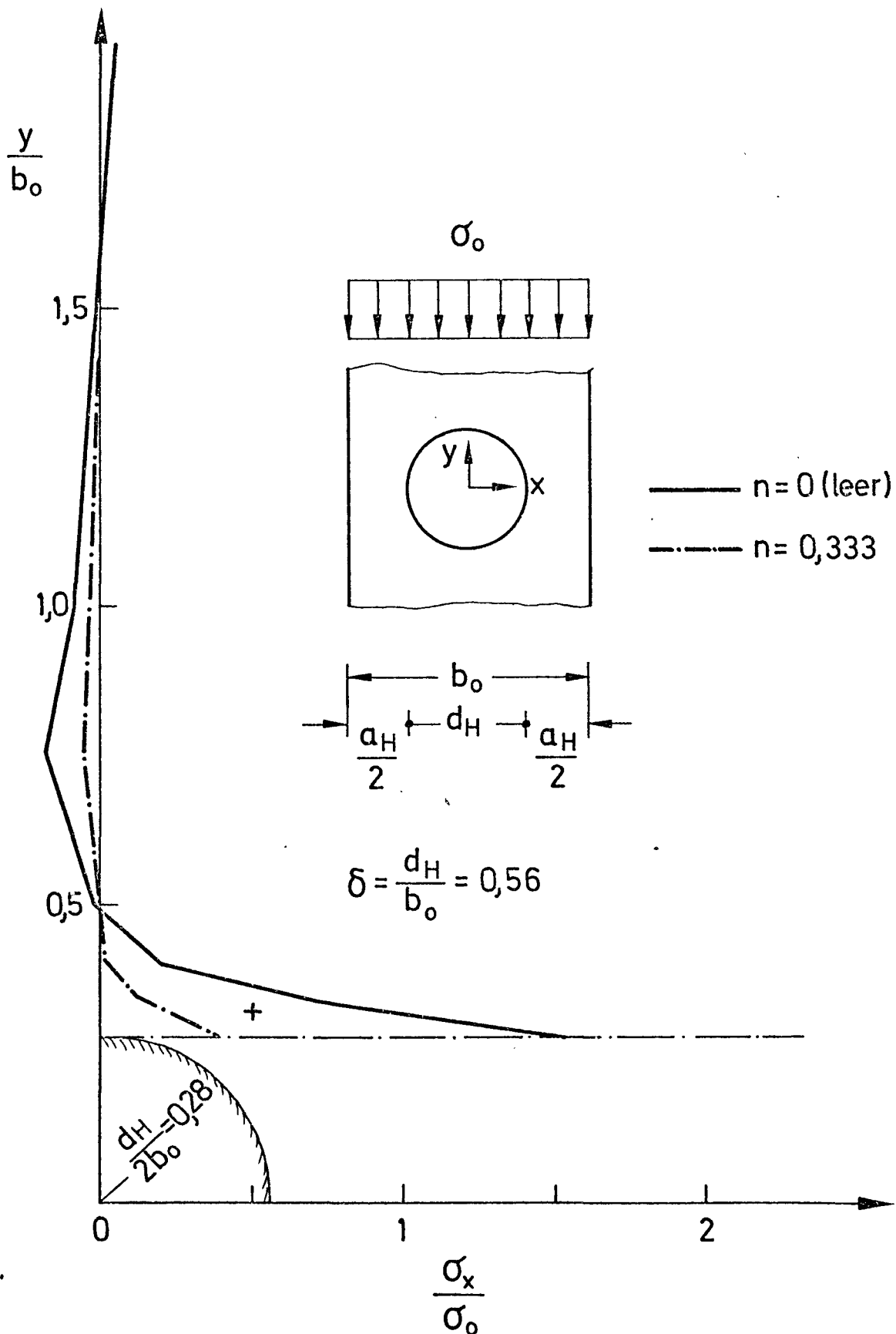


Bild 4.11 Verteilung der horizontalen Spannungen σ_x in Symmetrieachse $x=0$ bei $\delta=0,56$

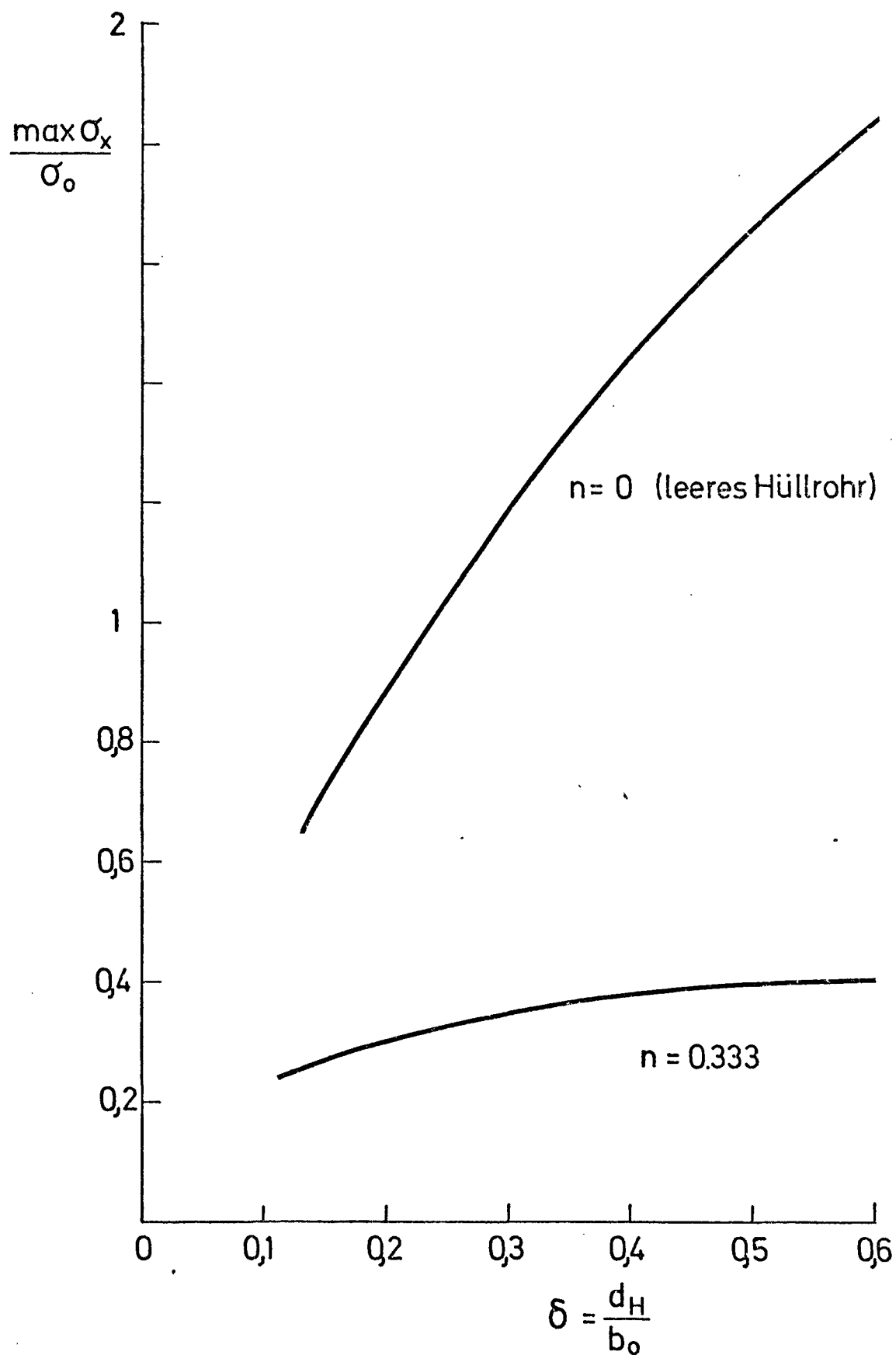


Bild 4.12 Größte Querspannung $\max \sigma_x$ in Abhängigkeit von δ

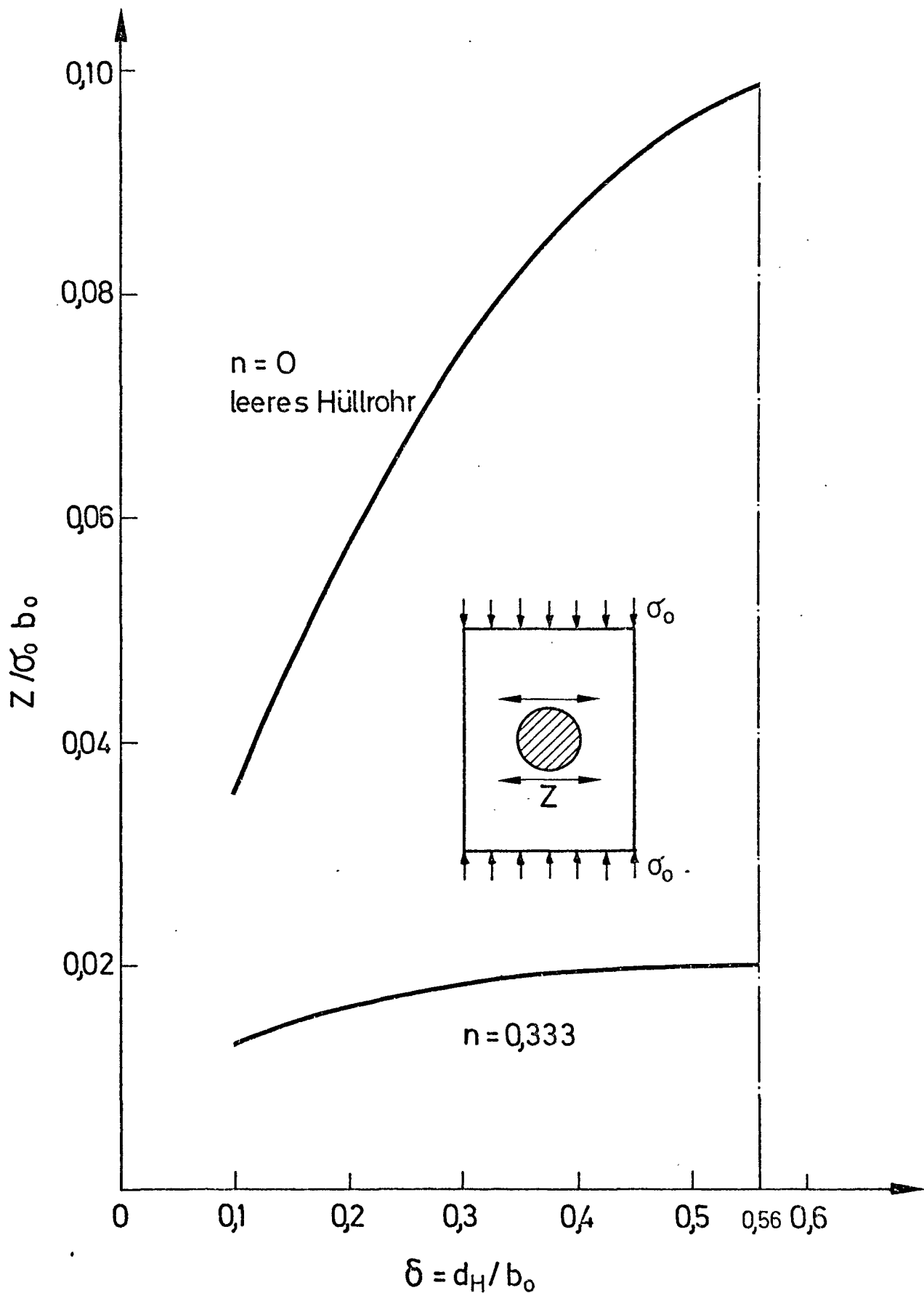


Bild 4.13 Abhängigkeit der Zugkeilkraft von δ nach FE-Rechnung

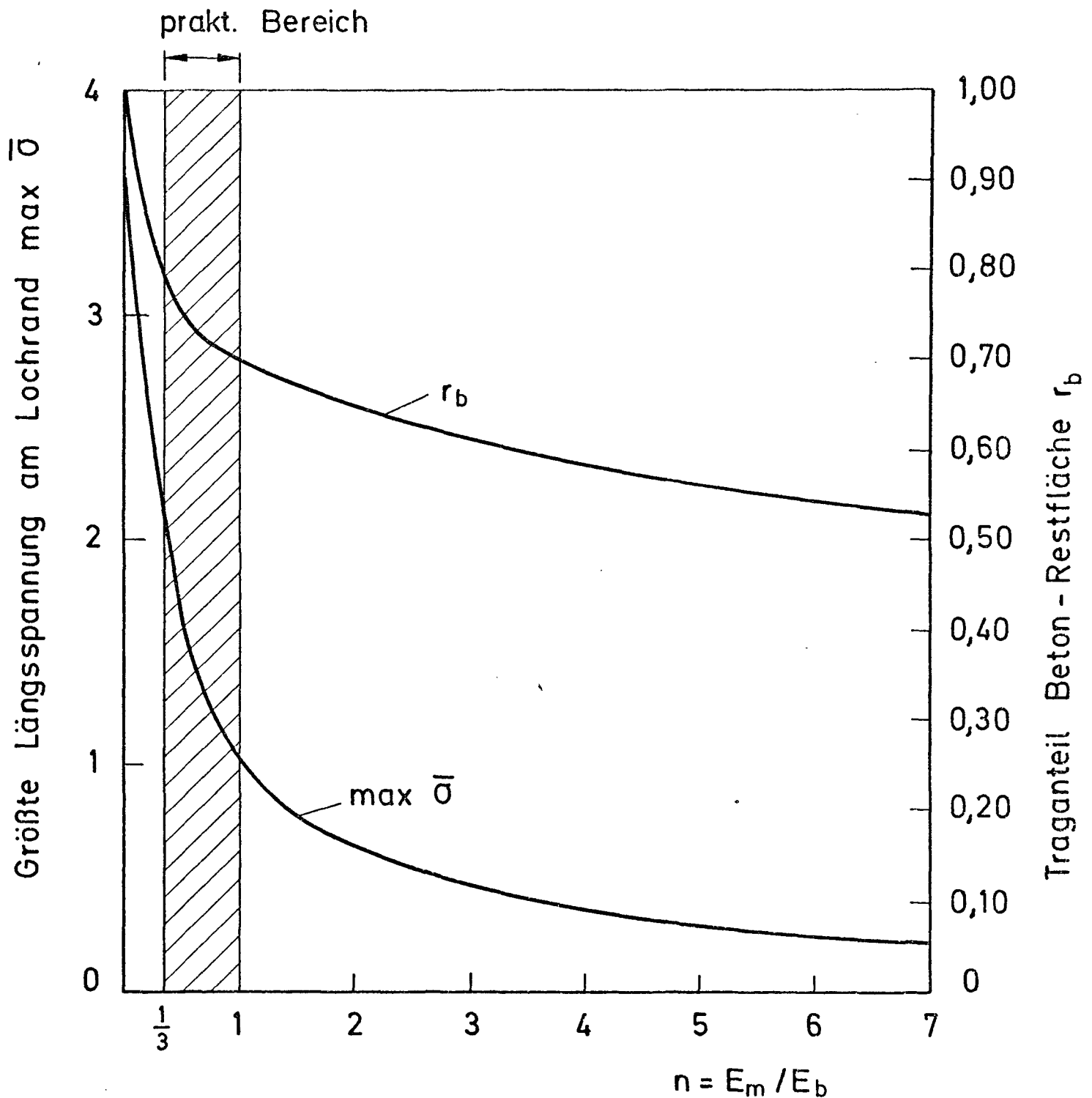


Bild 4.14 Einfluß des Verhältnisses $n = E_m / E_b$ auf die größte Längsspannung am Lochrand und den vom Beton übernommenen Traganteil r_b

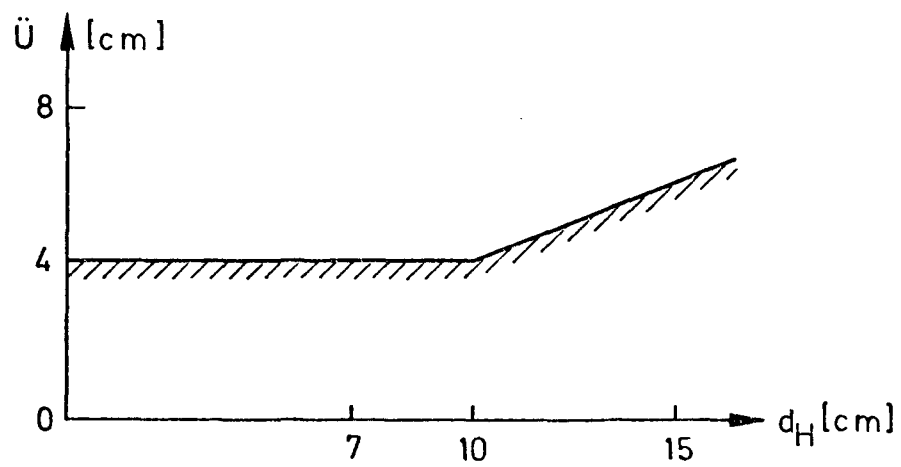


Bild 5.1 Zusammenhang zwischen Betondeckung und Hüllrohrdurchmesser

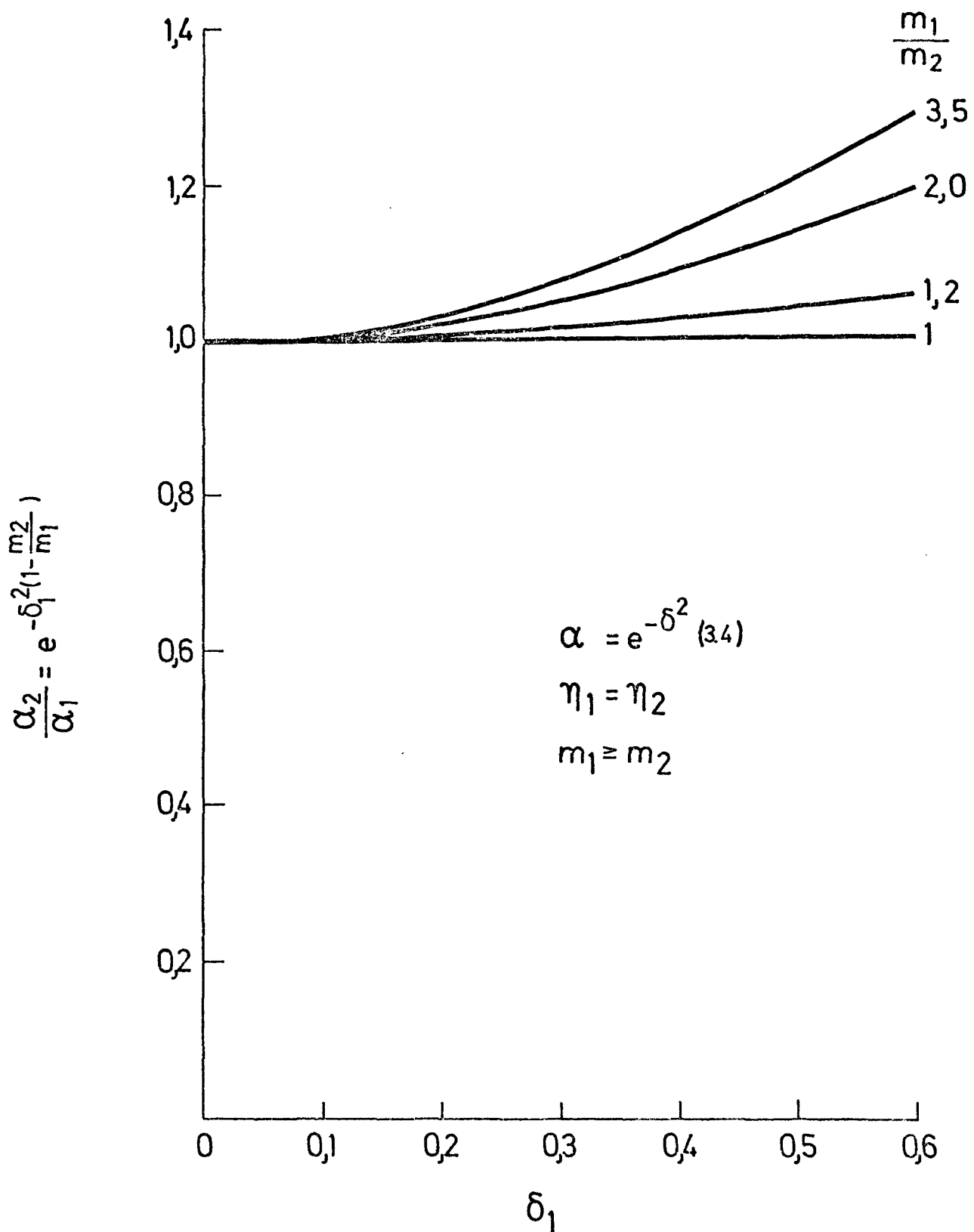


Bild 5.2 Vergleich der bezogenen Tragfähigkeit von Ausführung 1 und 2 nach Glg. (3.4)

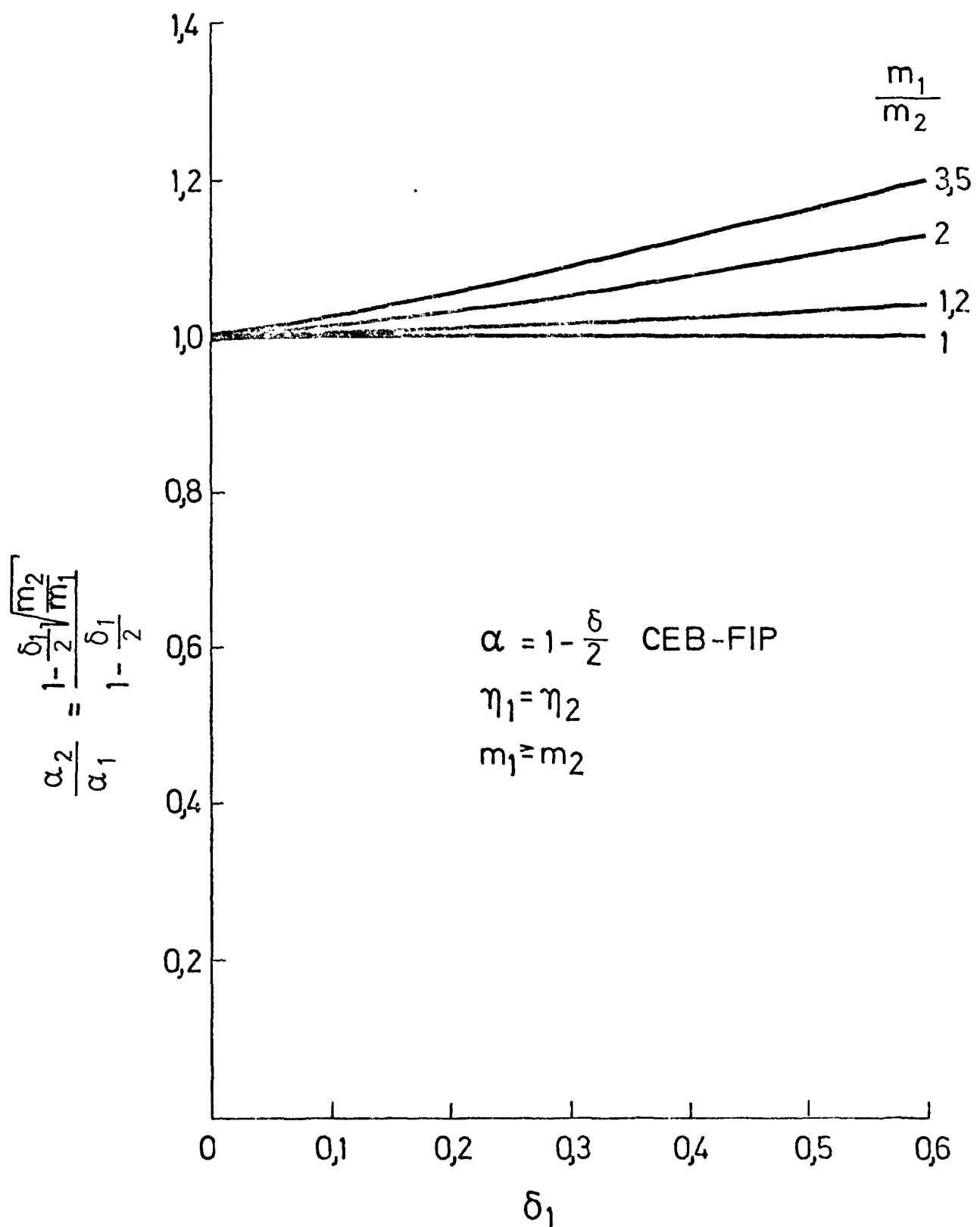


Bild 5.3 Vergleich der bezogenen Tragfähigkeit
 von Ausführung 1 und 2 nach der
 CEB-FIP-Regelung

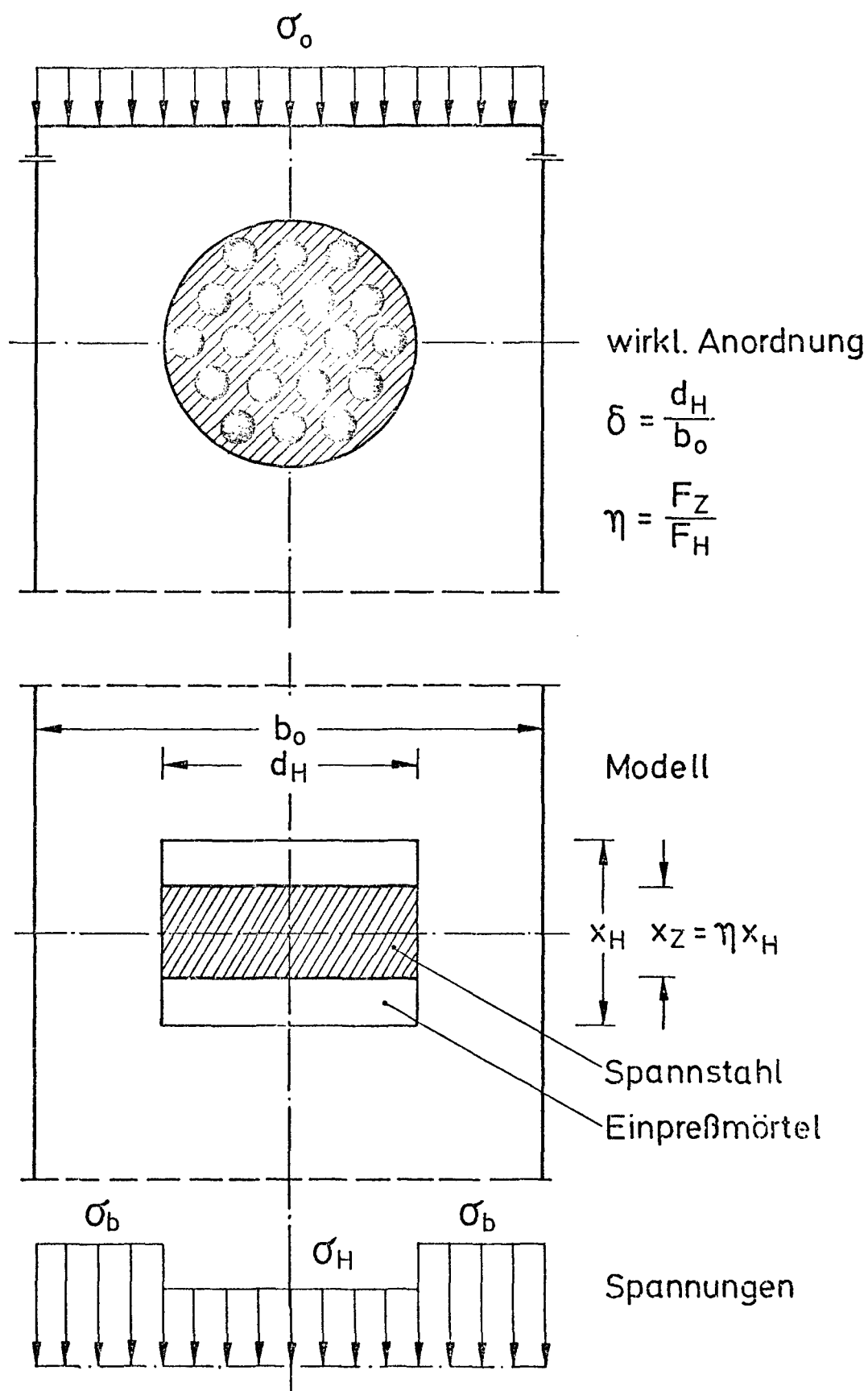


Bild 5.4 Bruchmodell zur Erfassung des Einflusses von Spannstäben im Hüllrohr

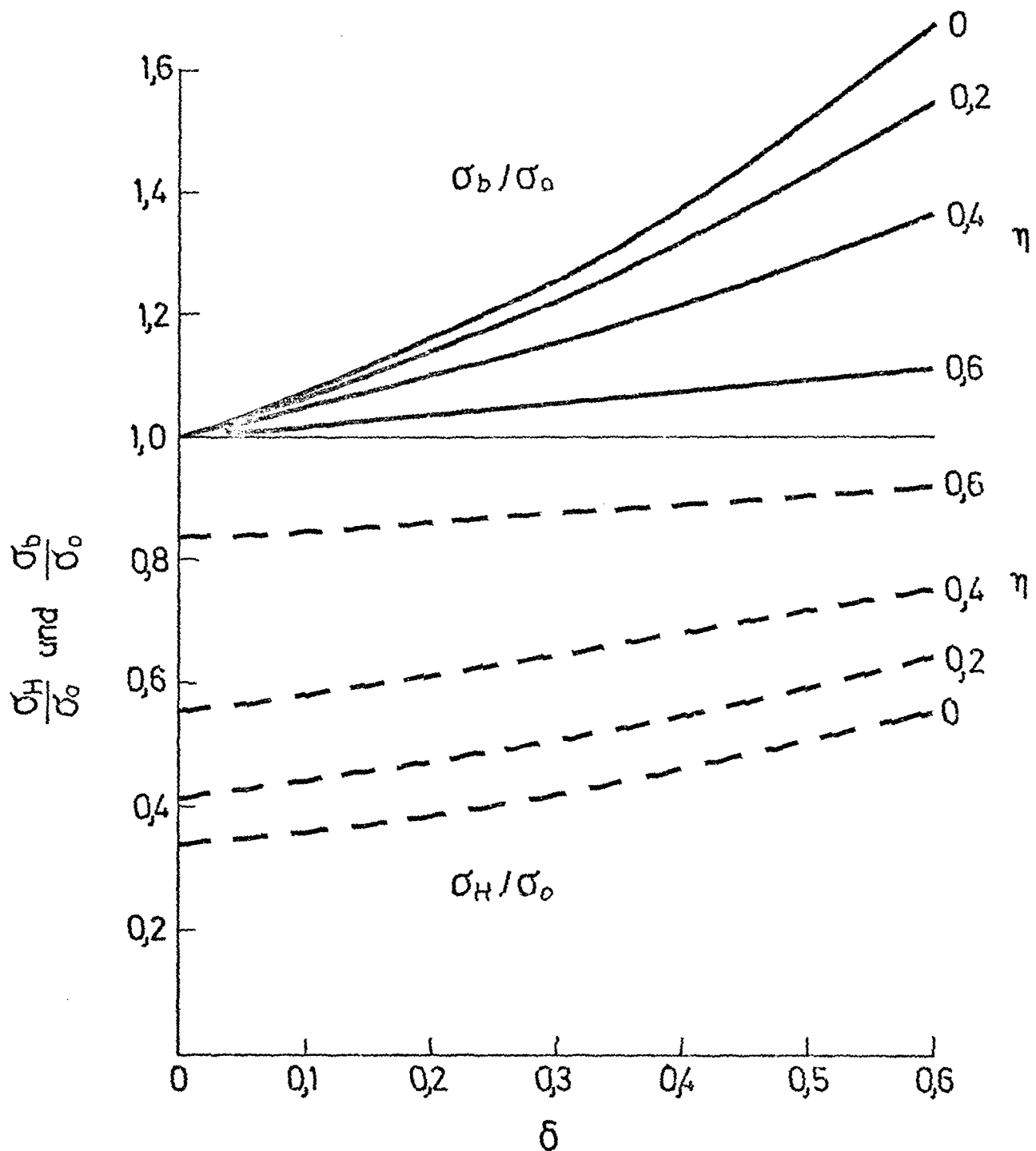


Bild 5.5 Abhängigkeit der Spannungen im Beton- und Hüllrohrbereich von δ nach dem Bruchmodell

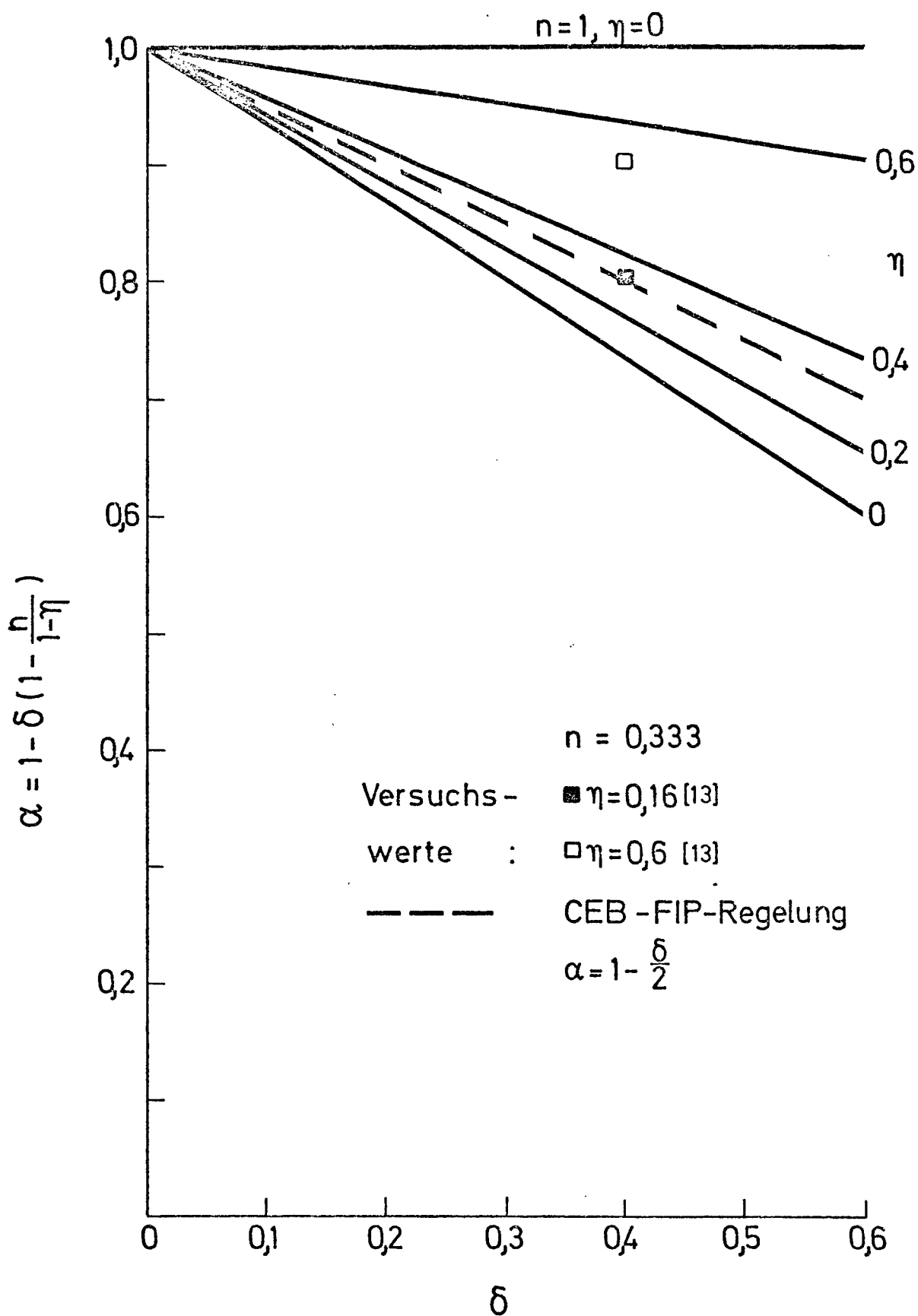


Bild 5.6 Abhängigkeit der bezogenen Tragfähigkeit von δ nach dem Bruchmodell